

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

NELINEÁRNÍ ANALÝZA ZATÍŽITELNOSTI ŽELEZOBETONOVÉHO MOSTU

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

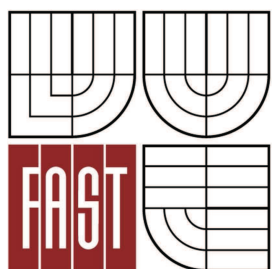
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. MARTINA ŠOMODÍKOVÁ

BRNO 2012



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

NELINEÁRNÍ ANALÝZA ZATÍŽITELNOSTI ŽELEZOBETONOVÉHO MOSTU

NONLINEAR ANALYSIS OF LOAD-BEARING CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. MARTINA ŠOMODÍKOVÁ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. DAVID LEHKÝ, Ph.D.

BRNO 2012



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav stavební mechaniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant Bc. Martina Šomodíková

Název Nelineární analýza zatížitelnosti
železobetonového mostu

Vedoucí diplomové práce Ing. David Lehký, Ph.D.

**Datum zadání
diplomové práce** 31. 3. 2011

**Datum odevzdání
diplomové práce** 13. 1. 2012

V Brně dne 31. 3. 2011

.....
prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

- [1] Hrdoušek, V., Kukaň, V. (2004). Betonové mosty – zatížitelnost. Doplnkové skriptum, Vydavatelství ČVUT, Praha, Česká republika.
- [2] ČSN 736222 (2009). Zatížitelnost mostů pozemních komunikací. Praha, Česká republika.
- [3] Červenka, V., Jendele, L., Červenka, J. (2007). ATENA Program Documentation – Part 1: Theory, Cervenka Consulting, Prague, <http://www.cervenka.cz>.

Dále literatura dle pokynů vedoucího práce.

Zásady pro vypracování

Nastudovat problematiku posouzení zatížitelnosti mostů, nelineární analýzy porušování konstrukcí z kvazikřehkých materiálů a plně pravděpodobnostního přístupu k výpočtu spolehlivosti. Provést nelineární analýzu zatížitelnosti a spolehlivosti zvolené železobetonové mostní konstrukce a srovnat s deterministickým výpočtem zatížitelnosti dle stávajících normových předpisů.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

.....
Ing. David Lehký, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Předmětem diplomové práce je problematika posouzení zatížitelnosti mostů pozemních komunikací a plně pravděpodobnostního přístupu k výpočtu spolehlivosti. Práce zahrnuje nelineární analýzu zatížitelnosti zvolené mostní konstrukce dle současně platných norem a její stochastickou a citlivostní analýzu. V souvislosti s omezením životnosti železobetonových konstrukcí je řešen i vliv karbonatace betonu a následné koroze výztuže na celkovou spolehlivost konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Spolehlivost, pravděpodobnost poruchy, index spolehlivosti, Latin Hypercube Sampling, citlivost, zatížitelnost, karbonatace, koroze, depasivace, iniciační čas.

ABSTRACT

The subject of master's thesis is determination of bridge load-bearing capacity and fully probabilistic approach to reliability assessment. It includes a nonlinear analysis of the specific bridge load-bearing capacity in compliance with co-existing Standards and its stochastic and sensitivity analysis. In connection with durability limit states of reinforced concrete structures, the influence of carbonation and the corrosion of reinforcement on the structure's reliability is also mentioned.

KEYWORDS

Reliability, probability of failure, reliability index, Latin Hypercube Sampling, sensitivity, load-bearing capacity, carbonation, corrosion, depassivation, initiation time.

ŠOMODÍKOVÁ, Martina. *Nelineární analýza zatížitelnosti železobetonového mostu*: diplomová práce. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, 2012. 66 s. Vedoucí práce Ing. David Lehký, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracovala samostatně a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje.

Brno

.....

(podpis autora)

PODĚKOVÁNÍ

Ráda bych poděkovala zejména vedoucímu této práce Ing. Davidu Lehkému, Ph.D. za jeho čas, cenné rady a připomínky, trpělivost a ochotu.

Dále bych chtěla poděkovat své rodině, která mi byla po celou dobu studia velkou oporou.

OBSAH

Úvod	10
1 Teoretický úvod	11
1.1 Spolehlivost stavebních konstrukcí	11
1.2 ATENA – software pro nelineární analýzu	16
1.2.1 Obecně	16
1.2.2 Konstitutivní model 3D Non Linear Cementitious 2	17
1.2.3 Řešení rovnic rovnováhy	21
1.3 Zatížitelnost mostů pozemních komunikací	23
2 Nelineární analýza zatížitelnosti řešené mostní konstrukce	27
2.1 Model konstrukce	28
2.2 Stochastická analýza zatížitelnosti	32
3 Degradace	40
3.1 Teoretický úvod	40
3.1.1 Karbonatace betonu	41
3.1.2 Pronikání chloridů	44
3.1.3 Koroze výztuže	46
3.2 Degradace řešené mostní konstrukce	48
3.2.1 Teoretická část	48
3.2.2 Praktická část	50
Závěr	58
Literatura	60
Seznam symbolů, veličin a zkratk	62

SEZNAM OBRÁZKŮ

1.1	Účinek zatížení E a odolnost konstrukce R	12
1.2	Rozdělení definičního oboru distribuční funkce	15
1.3	Charakteristická délka a tahové změkčení	19
1.4	Vztah mezi napětím a poměrným přetvořením	21
1.5	Tahové zpevnění	21
1.6	Princip metody Newton-Raphson (vlevo) a arc-length (vpravo)	22
1.7	Sestava zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti V_n	24
1.8	Schémata vozidel pro stanovení normální zatížitelnosti V_n	25
1.9	Schémata vozidel pro stanovení výhradní zatížitelnosti V_r	26
1.10	Schéma zvláštní soupravy pro stanovení výjimečné zatížitelnosti V_e .	26
2.1	Celkový pohled na most ve směru od Veselí nad Moravou k Bzenci . .	27
2.2	Podélný řez	29
2.3	Příčný řez	29
2.4	Vyztužení jednotlivých částí nosné konstrukce mostu dle diagnostiky .	30
2.5	Materiálový model prutové výztuže	31
2.6	Konečněprvkový model konstrukce v softwaru ATENA	32
2.7	Index spolehlivosti vs. normální zatížitelnost	35
2.8	Index spolehlivosti vs. výhradní zatížitelnost	35
2.9	Index spolehlivosti vs. výjimečná zatížitelnost	36
2.10	Označení monitorů	37
3.1	Typy funkce relativní vlhkosti	43
3.2	Koroze rovnoměrná (vlevo) a důlková (vpravo)	46
3.3	Funkce relativní vlhkosti implementovaná v RC LifeTime	50
3.4	Parametrická studie průběhu karbonatace v softwaru FReET-D . . .	51
3.5	Obnažená hlavní výztuž desky	52
3.6	Pohled na vnitřní stranu táhla	53
3.7	Parametrická studie průběhu koroze výztuže v softwaru FReET-D . .	54
3.8	Normální zatížitelnost v čase 0 a 7 let	56
3.9	Normální zatížitelnost v čase 71 let	56
3.10	Normální zatížitelnost v čase 100 let	57
3.11	Pokles normální zatížitelnosti v čase vlivem koroze výztuže	57

SEZNAM TABULEK

2.1	Definice vstupních veličin pro stochastickou analýzu	34
2.2	Statistická korelace mezi parametry betonu	34
2.3	Hodnoty dynamických součinitelů δ	34
2.4	Stanovené hodnoty jednotlivých zatížitelností	36
2.5	Srovnání deterministického a stochastického výpočtu zatížitelnosti . .	36
2.6	Citlivost vybraných vstupních veličin – normální zatížitelnost	37
2.7	Citlivost vybraných vstupních veličin – výhradní zatížitelnost	38
2.8	Citlivost vybraných vstupních veličin – výjimečná zatížitelnost	39
3.1	Popis funkce relativní vlhkosti dle Matouška	49
3.2	Definice vstupních veličin pro modelování karbonatace	51
3.3	Vyhodnocení iniciačního času depasivace výztuže	52
3.4	Definice vstupních veličin pro modelování koroze výztuže	53
3.5	Průběh koroze	54
3.6	Vyhodnocení citlivosti pro hloubku karbonatace	55
3.7	Stanovené hodnoty normální zatížitelnosti	57

ÚVOD

Velmi důležitou součástí stanovení spolehlivosti stávajících konstrukcí jsou informace o jejich aktuálním stavu. Ty je možné získat z prohlídky konstrukce či podrobnějšího diagnostického průzkumu. Na základě získaných informací lze následně účelně stanovit, do jaké míry je možné konstrukci dále zatěžovat, tedy je možné určit její zatížitelnost.

V současné době se určení zatížitelnosti provádí nejčastěji deterministickým výpočtem. Pro získání podrobnějších informací o úrovni spolehlivosti konstrukce však lze přistoupit i ke stochastickému pojetí, při němž veličiny vstupující do výpočtu jsou modelovány jako náhodné. Tímto způsobem je možné do výpočtu zahrnout jevy, které nelze zcela ovlivnit. Mezi ně patří například nemožnost zaručit zcela absolutně požadované materiálové vlastnosti konstrukce, jejichž nepřesnosti vyplývají zejména z důvodu nepravidelnosti surovin, z nichž jsou vyráběny. Dále, přestože je konstrukce na základě normativních předpisů navrhována na jistou úroveň zatížení, nelze s určitostí říci, jakým vlivům prostředí a zatížení bude konstrukce během své životnosti vystavena. S ohledem na výše zmíněné aspekty lze tedy konstatovat, že spousta reálných jevů souvisejících s návrhem a posuzováním konstrukcí podléhá jistým náhodnostem. Z tohoto tvrzení také vyplývá, že náhodným jevem může být i již zmíněná zatížitelnost mostů.

Účelné stanovení zatížitelnosti právě mostních konstrukcí je o to důležitější, že při případném kolapsu mostní konstrukce dochází nejen k výrazným materiálním a ekonomickým ztrátám, ale hlavně jsou bezprostředně ohroženy lidské životy.

U železobetonových mostů je zatížitelnost závislá nejen na náhodných vlastnostech použitých materiálů, ale zejména na jejich stavu. Degradací betonu vlivem karbonatace, či v našich podmínkách působením chloridů z posypových solí, a následnou korozí betonářské výztuže je zatížitelnost konstrukce výrazně snižována. A právě analýza zatížitelnosti železobetonového mostu s přihlédnutím ke skutečnému stavu použitých materiálů je předmětem tohoto textu.

Cílem práce je nastudovat problematiku posouzení zatížitelnosti mostů pozemních komunikací na základě současně platných normativních předpisů a stanovit nelineární analýzou zatížitelnost zvolené mostní konstrukce při využití stochastických metod. S ohledem na možnou degradaci konstrukčních materiálů bude také provedena parametrická studie vlivu karbonatace betonu a následné koroze výztuže na celkovou spolehlivost zatížitelnosti této konstrukce.

1 TEORETICKÝ ÚVOD

1.1 Spolehlivost stavebních konstrukcí

Při posuzování stavebních konstrukcí je nutné, aby byla zajištěna určitá úroveň jejich bezpečnosti a spolehlivosti. Toho je dle současných normativních předpisů dosahováno na základě dílčích součinitelů spolehlivosti, jimiž jsou zohledňovány jisté náhodnosti u jevů, které bezprostředně souvisí s návrhem, výrobou, montáží, provozem i údržbou stavebních konstrukcí. Např. není možné stoprocentně spoléhat na zcela přesné vlastnosti materiálů, které se mohou vlivem nepravidelnosti kvality vstupních surovin a jejich zpracováním lišit od vlastností předepsaných projektem. Dále je možné, že při realizaci stavby nebude dodrženo přesné geometrické uspořádání konstrukce a rozměry jednotlivých prvků a také nelze s jistotou říci, jakému zatížení (vlivy provozu, vlivy prostředí jako sníh, vítr, teplota aj., intenzita zatížení, atd.) bude konstrukce během svého provozu vystavena.

Spolehlivost konstrukce lze definovat jako „*schopnost systému zachovávat požadované vlastnosti po předem stanovenou dobu jeho technického života*“ [18]. Z pravděpodobnostního hlediska je spolehlivost popsána jako pravděpodobnost, že tyto vlastnosti budou zachovány. K popisu spolehlivosti, kterou lze vyjádřit na základě vztahu 1.1, se využívá tzv. pravděpodobnosti poruchy p_f :

$$p_s = 1 - p_f \quad (1.1)$$

přítom pravděpodobnost poruchy p_f musí být vždy vztažena k předem danému časovému úseku a její hodnoty nevyjadřují objektivně četnost poruch, ale slouží při navrhování a posuzování konstrukcí zejména jako klasifikační a srovnávací.

V případě staveb, které jsou již nějakou dobu vystaveny účinkům provozu a účinkům prostředí, dochází v čase k jejich postupné degradaci, a příslušné pravděpodobnosti poruch se tedy zvyšují. Stanovení pravděpodobnosti poruchy v různých časech může také sloužit např. pro odhad či předpověď životnosti konstrukcí.

Ve většině spolehlivostních úloh je řešení prováděno jako srovnání dvou stochastických hodnot – účinků zatížení E a odolnosti R . Přítom každá z těchto hodnot je funkcí několika veličin, jejichž stanovený počet výrazně ovlivňuje výstižnost modelu, a tedy i vlastního návrhu či posouzení konstrukce. Tyto veličiny se označují jako tzv. základní veličiny a lze je uvažovat:

- jako **deterministické**, tj. jako popsané jednou, pevně danou hodnotou. Tohoto přístupu, kdy nejistoty jsou zohledňovány pomocí dílčích součinitelů spolehlivosti, využívají i současné normativní předpisy;

- jako **náhodné**, kdy nejistoty takovýchto veličin jsou objektivně odhadnuty a popsány metodami matematické statistiky. Náhodné veličiny jsou úplně popsány matematickým modelem rozdělení pravděpodobnosti.

Z výše uvedeného vyplývá, že pro stanovování spolehlivosti stavebních konstrukcí lze při jejich návrhu či posouzení velmi účelně využít i metody stochastické mechaniky, které mnohem přesněji vystihují fakt, že vstupní veličiny mají více či méně náhodný charakter, tedy jsou popisovány jako náhodné.

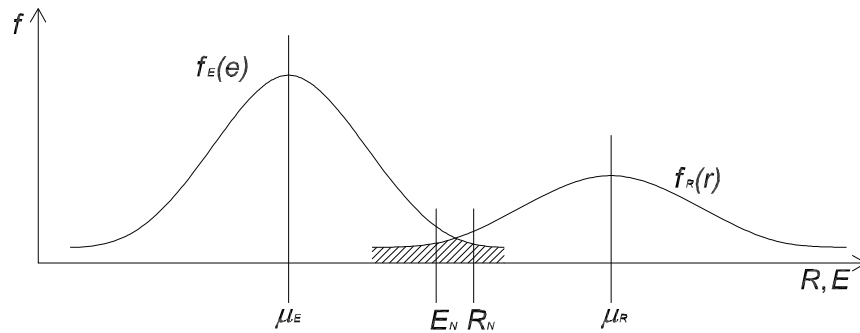
Na Obr. 1.1 je znázorněna proměnlivost náhodných veličin účinku zatížení E a odolnosti konstrukce R , která je charakterizována pomocí odpovídajících funkcí hustoty pravděpodobnosti $f_R(r)$ a $f_E(e)$. V klasickém přístupu dle norem je požadováno, aby návrhové deterministické hodnoty těchto veličin E_N a R_N splňovaly podmínku:

$$R_N \geq E_N \quad (1.2)$$

přitom se však nepracuje přímo se středními hodnotami těchto veličin μ_E a μ_R . Naproti tomu pravděpodobnostní přístup formuluje podmínku spolehlivosti jako:

$$R - E \geq 0 \quad (1.3)$$

a pracuje s E a R jako s náhodnými veličinami, které jsou charakterizovány svými hustotami pravděpodobnosti $f_R(r)$ a $f_E(e)$.



Obr. 1.1: Účinek zatížení E a odolnost konstrukce R

K porušení podmínky spolehlivosti dojde, pokud konstrukce přestává plnit návrhové požadavky na užitné vlastnosti, nebo jinak řečeno, dojde k překročení mezního stavu (obecně se rozlišují mezní stavy únosnosti a mezní stavy použitelnosti). Potom platí:

$$R - E = Z < 0 \quad (1.4)$$

kde Z značí tzv. rezervu spolehlivosti nebo také funkci poruchy a lze ji uvést jako funkci náhodných veličin $\mathbf{X} = X_1, X_2, \dots, X_n$ vztažených k E a R :

$$Z = g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (1.5)$$

Na Obr. 1.1 představuje vyšrafovaná plocha překrývajících se částí hustot pravděpodobností oblast k výpočtu základní veličiny kvantifikující spolehlivost, tj. pravděpodobnosti, že dojde k meznímu stavu. Tato veličina je označována jako **teoretická pravděpodobnost poruchy** a lze ji formulovat jako:

$$p_f = P(R - E < 0) \equiv P(Z < 0) \quad (1.6)$$

Řešení p_f se s ohledem na složitost funkce poruchy provádí obvykle numerickou simulací.

Jako nejobecnější forma pravděpodobnostní podmínky spolehlivosti se uvádí:

$$p_f \leq p_0 \quad (1.7)$$

kde p_0 je tzv. návrhová hodnota pravděpodobnosti poruchy.

Pro zřetelnější pohled na úroveň spolehlivosti konstrukce se běžně využívá indexu spolehlivosti β , který je rovněž uváděn v současných normativních předpisech. Elementární index spolehlivosti dle Cornella je definován jako převrácená hodnota variačního koeficientu rezervy spolehlivosti vztahem:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (1.8)$$

kde μ_Z a σ_Z jsou střední hodnota a směrodatná odchylka rezervy spolehlivosti za předpokladu, že E a R jsou statisticky nezávislé náhodné veličiny s normálním rozdělením pravděpodobnosti. Pak i rezerva spolehlivosti Z má normální rozdělení a pravděpodobnost poruchy lze snadno určit jako hodnotu distribuční funkce normálního rozdělení pravděpodobnosti:

$$p_f = 1 - \Phi_N(\beta) = \Phi_N(-\beta) \quad (1.9)$$

Pro účely spolehlivostní analýzy byl vyvinut software FReET [13] [14]. Integraci nelineárního výpočtového programu ATENA [4] [3] a pravděpodobnostního modulu FReET [13] [14] pro statistické zpracování vstupů a odezvy konstrukce zajišťuje komplexní stochastický programový systém SARA [5]. S jeho pomocí lze získat s využitím nelineární analýzy odezvy konstrukce na účinky zatížení (statistická analýza), vliv jednotlivých vstupních náhodných veličin na tuto odezvu (citlivostní analýza) a dále odhad spolehlivosti konstrukce (spolehlivostní analýza). Tento proces lze popsat následovně:

- Sada vstupních parametrů pro výpočetní model v softwaru ATENA [4] je definována jako sada náhodných veličin, které jsou popsány svými funkcemi rozdělení pravděpodobnosti. Vstupní veličiny lze definovat také na základě experimentálně naměřených dat, pro něž lze nejvhodnější rozdělení pravděpodobnosti zvolit s využitím postupů matematické statistiky.

- Na základě svých pravděpodobnostních funkcí je použitím numerických simulací typu Monte Carlo vygenerováno N realizací jednotlivých vstupních veličin, které vstupují do celkového výpočtu odezvy konstrukce. Následně je provedeno N numerických analýz se vstupy odpovídajícími příslušné simulaci.
- Konečným výsledkem těchto N simulací je střední hodnota, rozptyl a další statistické parametry celkové odezvy konstrukce, která je stejně jako vstupní veličiny chápána jako náhodná, a dále také odhad pravděpodobnosti poruchy, resp. indexu spolehlivosti β pro definovanou funkci poruchy.

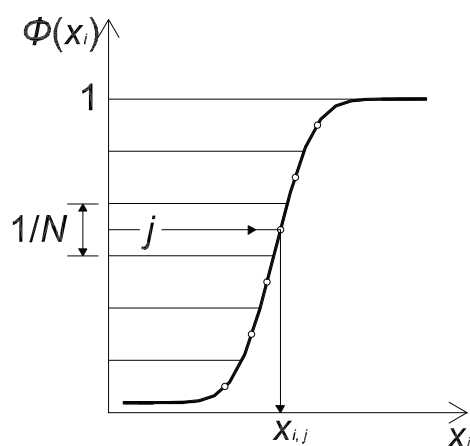
Z hlediska časové náročnosti opakovaného řešení funkce poruchy $g(\mathbf{X})$ vždy s jiným náhodně generovaným vektorem vstupních náhodných veličin \mathbf{X} nelze pro spolehlivostní analýzu použít klasickou metodu Monte Carlo, která vyžaduje pro uspokojivé výsledky aplikaci velkého množství simulací. Pro tyto účely byly vyvinuty dokonalejší techniky, které koncentrují generované simulace do oblasti poruchy. Množství potřebných simulací je v tomto případě nižší, ovšem pro řešení problémů nelineární mechaniky je stále nepoužitelné. Jistou alternativou řešení tohoto problému je metoda Latin Hypercube Sampling, která bude blíže představena.

Simulační technika **Latin Hypercube Sampling (LHS)** [13] patří do kategorie pokročilých simulačních metod a je speciálním typem numerické simulace Monte Carlo. Využívá stratifikace teoretických funkcí rozdělení pravděpodobnosti a pro opakovaný výpočet odezvy konstrukce požaduje relativně malý počet simulací (desítky až stovky) ve srovnání s klasickou metodou Monte Carlo (tisíce až miliony). Stratifikace spočívá v rozdělení distribučních funkcí $\Phi(X_i)$ všech základních náhodných veličin X_i na N stejných intervalů, přičemž N značí počet simulací. To znamená, že pravděpodobnost každého z těchto intervalů je rovna $1/N$. V základní variantě jsou pak středy intervalů na distribuční funkci uvažovány jako výchozí pro získání jednotlivých realizací pomocí inverzní transformace distribuční funkce (viz Obr. 1.2) a lze je určit s využitím:

$$x_{i,j} = \Phi_i^{-1} \left(\frac{j - 0,5}{N} \right) \quad (1.10)$$

kde $x_{i,j}$ je j -tý vzorek i -té veličiny $\Phi(X_i)$ a Φ_i^{-1} je inverzní distribuční funkce veličiny $\Phi(X_i)$. Reprezentativní hodnoty veličin jsou vybírány náhodně na základě náhodných permutací celých čísel $1, 2, \dots, j, \dots, N$ a během simulace je každý interval náhodné veličiny použit právě jednou.

Do výpočtu metodou LHS lze také zahrnout i požadavek statistické závislosti mezi jednotlivými veličinami. Míra statistické závislosti je obvykle dána koeficientem korelace. Získání korelační matice blízkí se hodnotami korelačních koeficientů matici požadované je dosaženo pomocí metody simulovaného žihání.



Obr. 1.2: Rozdělení definičního oboru distribuční funkce

Důležitou roli ve spolehlivostní analýze stavebních konstrukcí hraje rovněž citlivostní analýza. Na jejím základě lze zjistit, jakým způsobem ovlivňují vstupní parametry konečný výsledek, tedy jaká je citlivost odezvy na změnu vstupního parametru. Zejména důležitými skutečnostmi je, jak se změní rozptyl odezvy a jaký je podíl veličiny na výsledné pravděpodobnosti poruchy. Metody stochastické citlivostní analýzy lze rozdělit na dvě základní skupiny podle zjišťování vlivu vstupních náhodných veličin na:

- pravděpodobnost poruchy,
- odezvu konstrukce.

Do druhé zmíněné skupiny spadají přístupy založené na klasických přístupech k simulaci Monte Carlo, resp. k metodě Latin Hypercube Sampling, a citlivost je pak dána:

- ve formě variačních koeficientů, která je založena na srovnání dílčího podmínečného variačního koeficientu odezvy s variačním koeficientem náhodné veličiny, nebo
- formou dílčích korelačních koeficientů, kdy je předpokládáno, že veličina, která odezvu konstrukce ovlivňuje nejvýznamněji, má tento korelační koeficient větší ve srovnání s jinými vstupními náhodnými veličinami, v případě velmi malého vlivu se hodnota korelačního koeficientu blíží nule. Pro citlivostní analýzu je v tomto případě výhodné použití neparametrické pořadové korelace.

1.2 ATENA – software pro nelineární analýzu

1.2.1 Obecně

Software ATENA [4] [3] byl vyvinut zejména pro potřeby nelineární 2D a 3D analýzy konstrukcí z betonu a vyztuženého betonu metodou konečných prvků. Nástroje v něm obsažené byly speciálně navrženy pro počítačovou simulaci chování těchto materiálů.

U převážné většiny konstrukcí se přistupuje k lineárnímu řešení, jehož základními předpoklady jsou:

- lineární konstitutivní vztahy (vztahy mezi napětím a deformací) – platí obecná forma Hookova zákona,
- lineární geometrické vztahy (vztahy mezi posunutím a deformací) – během analýzy je zanedbána změna tvaru a pozice konstrukce,
- zatížení a okrajové podmínky jsou konstantní během celé analýzy bez ohledu na deformace konstrukce, čas, atd.

Obecně se lineární konstitutivní vztahy mohou použít pro materiály až do 50 % jejich maximální pevnosti, což je pro stavební materiály uspokojujícím předpokladem. Přestože je lineární řešení akceptovatelné pro převážnou většinu konstrukcí, existují i konstrukce, při jejichž řešení je nutné uvážit i nelineární chování. V důsledku toho jsou používané rovnice mnohem složitější a pro řešení je nutné použít některé nelineární iterativní výpočtové postupy, kdy je na konstrukci nutné aplikovat množství zatěžovacích kroků, v nichž je tento iterativní výpočtový postup prováděn k určení odezvy konstrukce na konci každého kroku. Tento postup se opakuje až do doby, než je dosaženo požadované úrovně zatížení či deformace konstrukce.

Nelineární analýza může být klasifikována podle typu nelineárního chování:

- materiálová nelinearita – nejběžnější případ, kdy je nezbytné zahrnout pouze nelineární chování materiálu, vzhledem k velmi malým deformacím kvůli mezínímu stavu použitelnosti může být započítána pouze velmi nízká hodnota pevnosti betonu v tahu;
- geometrická nelinearita – deformace jsou takové, že rovnice rovnováhy musí být sestavovány na základě deformovaného tvaru konstrukce, poměrné deformace jsou přesto malé;
- musí být zahrnuta materiálová i geometrická nelinearita – nejpresnější a nejobecnější, ovšem nejnáročnější přístup, při němž konstrukci není možné zatížit najednou, ale zatížení se přikládá po krocích.

Pro formulaci obecného chování konstrukcí, které je založeno na jejich deformovaném tvaru, existují dvě základní možnosti: Lagrangeova formulace a Eulerova

formulace. Pro stavební konstrukce je lepší formulace Lagrangeova, která může mít dvě formy:

- Total Lagrangian (TL) – rovnice jsou vztaženy k nedeformovanému tvaru konstrukce v čase $t = 0$;
- Updated Lagrangian (UL) – rovnice respektují nejaktuálnější deformovanou konfiguraci v čase t .

Software ATENA [4] v současnosti používá formu Updated Lagrangian Lagrangeovy formulace a podporuje třetí formulaci nelineárního chování.

Všechna odvození a výpočtové procedury jsou v softwaru ATENA [4] založeny na deformační formě metody konečných prvků. Na rozdíl od přemístění, která jsou spojitá, pole napětí a poměrných přetvoření jsou typicky nespojitá. Navíc je konstrukce vyšetřována v tzv. integračních bodech, které jsou uvnitř každého elementu. Standardní metoda konečných prvků umožňuje hodnoty napětí a poměrných přetvoření řešit pouze v těchto integračních bodech, ty pak musí být nějakým způsobem extrapolovány do jednotlivých uzlů prvků. Proces vyhlazení napětí a poměrného přetvoření je charakterizován dvěma kroky: (1) extrapolace napětí a poměrného přetvoření z integračních bodů do uzlů elementu, (2) zprůměrování napětí v globálním uzlu.

1.2.2 Konstitutivní model 3D Non Linear Cementitious 2

Model *3D Non Linear Cementitious 2* (viz např. [4] [2]) je lomově-plastický model s nelineární tlakovou oblastí využívaný v komerčním softwaru ATENA a kombinuje konstitutivní modely pro tahové (lomové) a tlakové (plastické) chování betonu. Tah je řešen pomocí lomového modelu, který je založen na bázi klasické formulace ortotropní rozetřené trhliny a modelu pásu trhlin. Využívá kritérium porušení dle Rankina, exponenciální změkčení a model rotovaných nebo fixovaných trhlin. Plastický model se zpevněním/změkčením je založen na Menétrey-Williamově porušení povrchu a popisuje chování betonu v tlaku. Algoritmus pro výpočet konstitutivních rovnic je založen na rekurzivní substituci a umožňuje formulaci jednotlivých modelů odděleně.

Model je formulován pomocí rozkladu poměrného přetvoření na jeho elastickou ε_{ij}^e , plastickou ε_{ij}^p a lomovou část ε_{ij}^f .

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p + \varepsilon_{ij}^f \quad (1.11)$$

Potom nový stav napjatosti je určen dle vztahu:

$$\sigma_{ij}^n = \sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl} (\Delta \varepsilon_{kl} - \Delta \varepsilon_{kl}^p - \Delta \varepsilon_{kl}^f) \quad (1.12)$$

kde přírůstky plastického $\Delta\varepsilon_{ij}^p$ a lomového $\Delta\varepsilon_{ij}^f$ poměrného přetvoření musí být získány na základě použitých materiálových modelů.

Porušení betonu tahem je definováno na základě kritéria dle Rankina:

$$F_i^f = \sigma_{ii}'^t - f_{ti}' \leq 0 \quad (1.13)$$

kde $\sigma_{ii}'^t$ značí napětí a f_{ti}' tahovou pevnost v rovině i . Je předpokládáno, že napětí a poměrná přetvoření porušeného betonu jsou převedena do materiálových os, které se v případě modelu rotovaných trhlin shodují se směrem hlavních napětí, který je zároveň totožný se směrem hlavních poměrných přetvoření, a v případě modelu fixovaných trhlin jsou materiálové osy dány směrem hlavních napětí v okamžiku vzniku trhliny a tento směr je během dalšího zatěžování již neměnný. Osy hlavního poměrného přetvoření se však vzhledem k tomuto směru mohou pootočit, což vede ke vzniku všech tří složek napětí. Stav napjatosti je určen na základě vztahu:

$$\sigma_{ij}'^t = \sigma_{ij}'^{n-1} + E_{ijkl}\Delta\varepsilon_{kl}' \quad (1.14)$$

Přírůstek lomového poměrného přetvoření pro povrch k lze psát ve tvaru:

$$\Delta\varepsilon_{ij}'^f = \Delta\lambda \frac{\partial F_k^f}{\partial \sigma_{ij}} = \Delta\lambda \delta_{ik} \quad (1.15)$$

kde $\Delta\lambda$ značí přírůstek lomového násobitele, který lze vyjádřit jako:

$$\Delta\lambda = \frac{\sigma_{kk}'^t - f_{tk}'}{E_{kkkk}} = \frac{\sigma_{kk}'^t - f_t'(w_k^{max})}{E_{kkkk}} \quad (1.16)$$

přičemž

$$w_k^{max} = L_t \left(\widehat{\varepsilon}_{kk}'^f + \Delta\lambda \right) \quad (1.17)$$

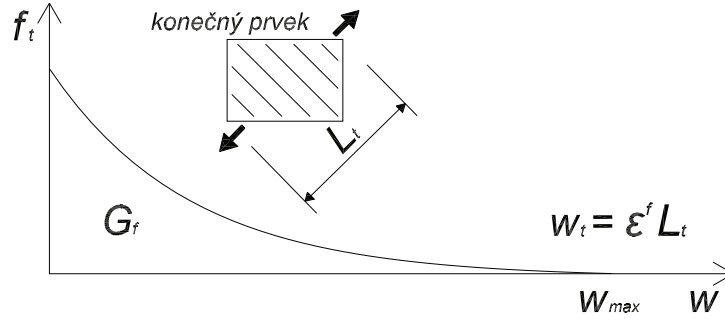
Rovnici 1.16 je nutné řešit iterativně, neboť pro materiál se změkčením je hodnota tahové pevnosti $f_t'(w_k^{max})$ funkcí otevření trhliny w , odvozené experimentálně Hordijkem [6], které je určováno z celkové hodnoty lomového poměrného přetvoření $\widehat{\varepsilon}_{kk}'^f$ v rovině k (tj. maximální lomové poměrné přetvoření dosažené během zatěžování) sečtené s aktuální hodnotou přírůstku lomového násobitele $\Delta\lambda$. Tento součet je dále vynásoben charakteristickou délkou L_t , jež je v tomto případě dána šířkou či rozměrem konečného prvku promítnutého do roviny k (viz Obr. 1.3).

Systém rovnic 1.16 a 1.17 lze řešit rekursivní substitucí, podmínka konvergence je dána:

$$\left| -\frac{\partial f_t'(w_k^{max})}{\partial w} \right| < \frac{E_{kkkk}}{L_t} \quad (1.18)$$

Při použití nedostatečně malých konečných prvků může dojít k porušení rovnice 1.18, proto musí být použity elementy, jejichž rozměr odpovídá:

$$L < \frac{E_{kkkk}}{\left| \frac{\partial f_t'(0)}{\partial w} \right|} \quad (1.19)$$



Obr. 1.3: Charakteristická délka a tahové změkčení

kde $\left| \frac{\partial f'_t(0)}{\partial w} \right|$ značí počáteční sklon křivky tahového změkčení.

Aktuální lomové poměrné přetvoření ε_{ij}^f může být z důvodu možnosti uzavírání trhlin menší než celkové poměrné přetvoření $\widehat{\varepsilon}_{kk}^f$ a je stanovováno:

$$\varepsilon_{kl}^f = \left(E_{ijkl} + E_{ijkl}^{cr} \right)^{-1} E_{klmn} \varepsilon_{mn}' \quad (1.20)$$

přičemž tuhost v lokální materiálové rovině E_{ijkl}^{cr} lze definovat na základě vztahu:

$$\sigma_{ij}' = E_{ijkl}^{cr} \varepsilon_{kl}^f \quad (1.21)$$

Tuhosti při porušení betonu tahem jsou definovány následovně:

- Mód I:

$$E_{iii}^{cr} = \frac{f'_t(w_t^{max})}{\widehat{\varepsilon}_{ii}^f} \quad (1.22)$$

- Mód II a III (smyk):

$$E_{ijij}^{cr} = s_F \min \left| E_{iii}^{cr}, E_{jjj}^{cr} \right| \quad (1.23)$$

kde $i \neq j$ a s_F je koeficient smyku, který definuje vztah mezi normálovou a smykovou tuhostí (standardní hodnota je 20). Smyková pevnost betonu v tahu je stanovena s ohledem na pevnost betonu v tlaku f'_c , maximální velikost zrna a_g a maximální šířku trhliny w :

$$\sigma_{ij} \leq \frac{0,18 \sqrt{f'_c}}{0,31 + \frac{24w}{a_g + 16}}, i \neq j \quad (1.24)$$

Pro **beton v tlaku** je použit plastický model, v němž je nový stav napjatosti vypočten pomocí vztahu:

$$\sigma_{ij}^n = \sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl}(\Delta \varepsilon_{kl} - \Delta \varepsilon_{kl}^p) = \sigma_{ij}^t - E_{ijkl} \Delta \varepsilon_{kl}^p = \sigma_{ij}^t - \sigma_{ij}^p \quad (1.25)$$

kde plastický korektor σ_{ij}^p je počítán přímo z funkce poddajnosti algoritmem zpětného mapování:

$$F^p(\sigma_{ij}^t - \sigma_{ij}^p) = F^p(\sigma_{ij}^t - \Delta \lambda l_{ij}) = 0 \quad (1.26)$$

Důležitá je zde definice směrnice l_{ij} :

$$l_{ij} = E_{ijkl} \frac{\partial G^p(\sigma_{kl}^t)}{\partial \sigma_{kl}} \quad (1.27)$$

Potom lze psát:

$$\Delta \varepsilon_{ij}^p = \Delta \lambda \frac{\partial G^p(\sigma_{ij}^t)}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.28)$$

kde $G(\sigma_{ij})$ je plastická potenciální funkce, jejíž derivací je vyhodnocen prediktor stavu napjatosti σ_{ij}^t .

Tento plastický model se zakládá na Menétrey-Williamově porušení povrchu, který je definován pomocí Heigh-Vestergaardových souřadnic, dále pomocí pevnosti betonu v tahu a tlaku a parametru e pro popis zaoblení povrchu. V závislosti na hodnotě parametru zpevnění/změkčení poměrného přetvoření se poloha povrchu může měnit.

Současným řešením rovnic

$$F^p(\sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl}(\Delta \varepsilon_{kl} - \Delta \varepsilon_{kl}^f - \Delta \varepsilon_{kl}^p)) \leq 0 \quad (1.29)$$

$$F^f(\sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl}(\Delta \varepsilon_{kl} - \Delta \varepsilon_{kl}^p - \Delta \varepsilon_{kl}^f)) \leq 0 \quad (1.30)$$

lze popsat **spojení výše uvedených modelů do jednoho**, který popisuje plastické chování betonu v tlaku a Rankinův lomový model pro beton v tahu. Řešení lze provést iterativním výpočtem:

- krok 1 – pro výpočet $\Delta \varepsilon_{kl}^{p(i)}$:

$$F^p(\sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl}(\Delta \varepsilon_{kl} - \Delta \varepsilon_{kl}^{f(i-1)} + b \Delta \varepsilon_{kl}^{cor(i-1)} - \Delta \varepsilon_{kl}^{p(i)})) \leq 0 \quad (1.31)$$

- krok 2 – pro výpočet $\Delta \varepsilon_{kl}^{f(i)}$:

$$F^f(\sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl}(\Delta \varepsilon_{kl} - \Delta \varepsilon_{kl}^{p(i)} - \Delta \varepsilon_{kl}^{f(i)})) \leq 0 \quad (1.32)$$

- krok 3:

$$\Delta \varepsilon_{ij}^{cor(i)} = \Delta \varepsilon_{ij}^{f(i)} - \Delta \varepsilon_{ij}^{f(i-1)} \quad (1.33)$$

Norma iterační korekce mezi dvěma následujícími iteracemi je vyjádřena jako:

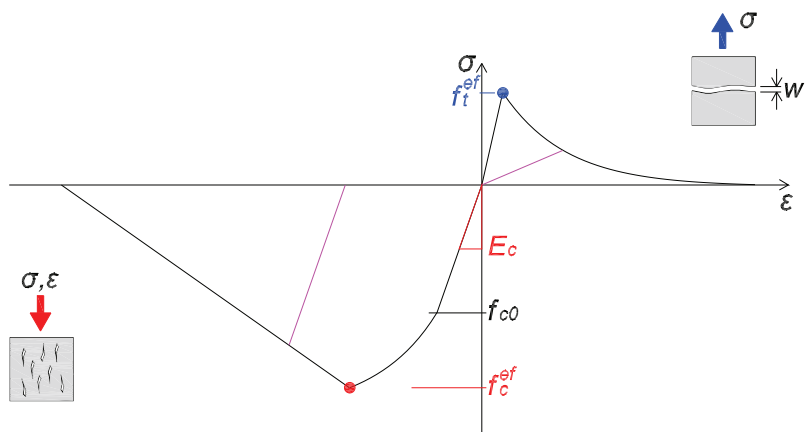
$$\|\Delta \varepsilon_{ij}^{cor(i)}\| = (1 - b) \alpha^f \alpha^p \|\Delta \varepsilon_{ij}^{cor(i-1)}\| \quad (1.34)$$

kde $\alpha^f = \frac{\|\Delta \varepsilon_{ij}^{f(i)} - \Delta \varepsilon_{ij}^{f(i-1)}\|}{\|\Delta \varepsilon_{ij}^{p(i)} - \Delta \varepsilon_{ij}^{p(i-1)}\|}$, $\alpha^p = \frac{\|\Delta \varepsilon_{ij}^{p(i)} - \Delta \varepsilon_{ij}^{p(i-1)}\|}{\|\Delta \varepsilon_{ij}^{cor(i)}\|}$ a b je relaxační faktor zavedený z důvodu zaručení konvergence, jejíž nutnou podmínkou je, aby:

$$|(1 - b) \alpha^f \alpha^p| < 1 \quad (1.35)$$

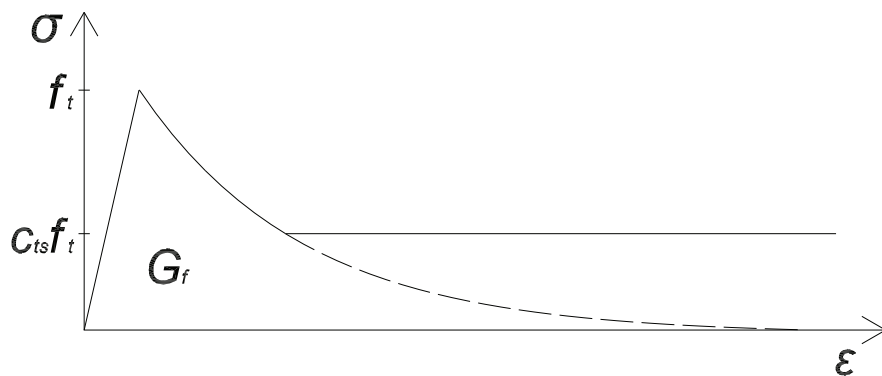
Parametry α^f a α^p charakterizují vlastnosti mapování lomového, resp. plastického modelu.

Na Obr. 1.4 je pro popisovaný model betonu zobrazen vztah mezi napětím a poměrným přetvořením.



Obr. 1.4: Vztah mezi napětím a poměrným přetvořením

V případě silně vyztužených konstrukcí, kdy nemůže dojít k plnému rozvinutí trhlin a beton se tedy podílí na celkové tuhosti, lze zavést do modelu *3D Non Linear Cementitious 2* i efekt tzv. tahového zpevnění (viz Obr. 1.5). K tomu slouží faktor c_{ts} , jehož výchozí hodnota je na základě CEB-FIB Model Code 1990 doporučována 0,4.



Obr. 1.5: Tahové zpevnění

1.2.3 Řešení rovnic rovnováhy

Pro výpočet soustavy nelineárních rovnic lze použít několik metod. Všechny však pracují se soustavou lineárních algebraických rovnic ve tvaru

$$A\underline{x} = \underline{b} \quad (1.36)$$

A značí globální matici tuhosti, \underline{x} a \underline{b} potom vektor neznámých veličin a vektor pravých stran. Existují přímé nebo iterační výpočtové metody, které zakládají výpočet na Choleského rozkladu matice A na horní a dolní trojúhelníkovou a diagonální matici. Některé z možných metod výpočtu budou přiblíženy v dalším textu.

Pro nelineární řešení je typická aplikace zatížení po malých přírůstcích v několika krocích. S využitím metody **Newton-Raphson** lze soustavu nelineárních rovnic pro i -tou iteraci psát ve tvaru:

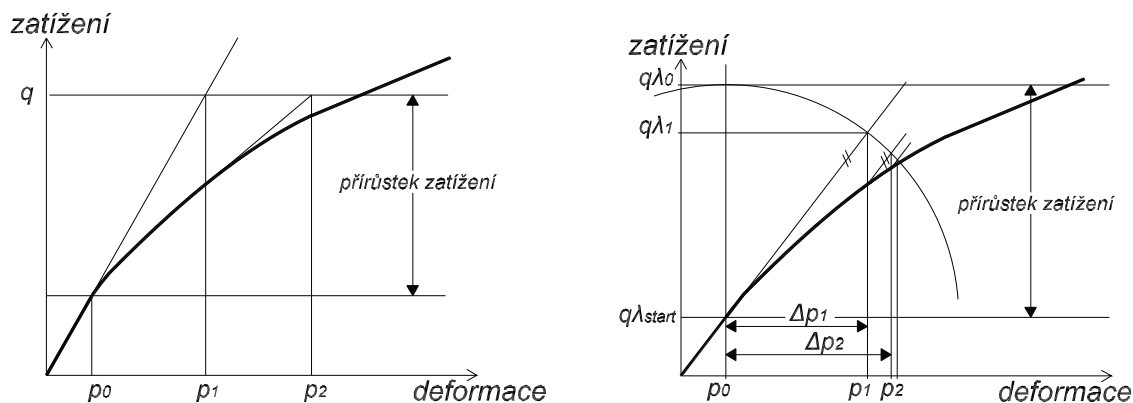
$$\mathbf{K}(\underline{p}_{i-1}) \Delta \underline{p}_i = \underline{q} - \mathbf{f}(\underline{p}_{i-1}) \quad (1.37)$$

$\mathbf{K}(\underline{p})$ je matice tuhosti konstrukce, $\Delta \underline{p}$ přírůstek deformace vlivem přírůstku zatížení, \underline{q} je vektor celkového zatížení a $\mathbf{f}(\underline{p})$ je vektor vnitřních sil. Pravá strana rovnice 1.37 tedy značí nevyvážené síly během výpočtového kroku. Z předcházejícího kroku výpočtu jsou již známy výsledky $(i-1)$ -té iterace, potom:

$$\underline{p}_i = \underline{p}_{i-1} + \Delta \underline{p}_i \quad (1.38)$$

Metoda **arc-length** umožňuje řešení odezvy konstrukce zatěžováním přírůstkem síly i přetvoření. Na základě přírůstku přetvoření lze získat celý průběh diagramu zatížení–přetvoření. Zatížení je upraveno předepsáním doplňkových podmínek pro vektory zatížení i přetvoření. Další podrobnosti k výpočtu viz např. [4].

Postup metody Newton-Raphson i metody arc-length je zřejmý z Obr. 1.6.



Obr. 1.6: Princip metody Newton-Raphson (vlevo) a arc-length (vpravo)

V kombinaci s oběma výše zmíněnými metodami lze také využít metodu Line Search pro urychlení konvergence.

1.3 Zatížitelnost mostů pozemních komunikací

Pro stanovení zatížitelnosti nových a existujících mostů pozemních komunikací je v současné době v platnosti česká technická norma ČSN 73 6222 „Zatížitelnost mostů pozemních komunikací“ [12], která s účinností od 1. 4. 2010 částečně nahrazuje ČSN 73 6220 „Zatížitelnost a evidence mostů pozemních komunikací“ ze září 1996.

Zatížitelnost je definována jako „největší okamžitá celková hmotnost každého z vozidel, jejichž jízdu lze na mostě dovolit za podmínek daných normou“ [12]. Norma dále rozlišuje zatížitelnost normální (V_n), zatížitelnost výhradní (V_r), zatížitelnost výjimečnou (V_e), zatížitelnost na jednu nápravu (V_{aj}) a zatížitelnost rovnoměrným zatížením. Pro obecné potřeby jsou stanovovány:

- Zatížitelnost normální (V_n) – „největší okamžitá celková hmotnost jednoho vozidla. Vozidla této hmotnosti mohou přejíždět most bez dopravních omezení (v libovolném počtu). Provoz chodců a cyklistů není omezen“;
- Zatížitelnost výhradní (V_r) – „největší okamžitá celková hmotnost vozidla, které smí přejíždět přes most jako jediné, tj. za vyloučení ostatních silničních vozidel, avšak bez dalších dopravních omezení. Provoz chodců a cyklistů ve vyhrazených pásech je zachován“;
- Zatížitelnost výjimečná (V_e) – „největší okamžitá celková hmotnost vozidla nebo zvláštní soupravy, které smí přejet přes most pouze za vyloučení veškeré ostatní dopravy (včetně chodců a cyklistů) a za dodržení dalších omezujících opatření (přejezd předepsanou rychlostí, dodržení stanovené stopy)“ [12].

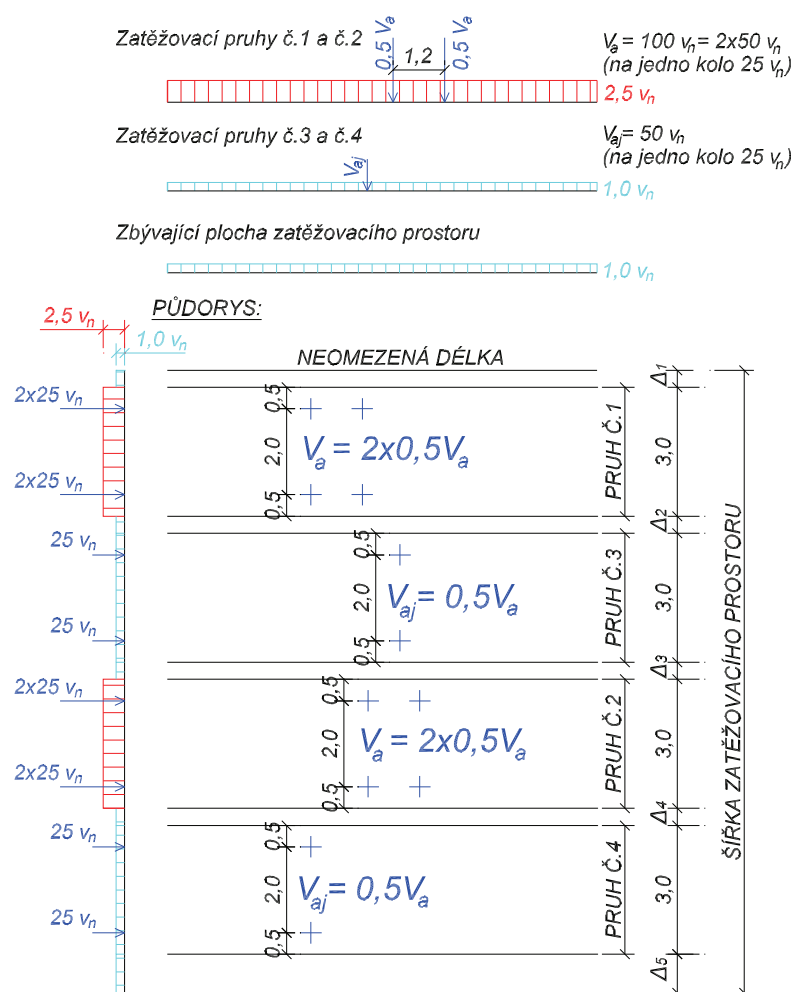
Jednotlivé typy zatížitelnosti mostu, jejichž maximální hodnoty jsou vzhledem k únosnosti vozovky na mostě normou omezeny, lze stanovit na základě dokumentace a skutečného stavu mostu, tedy před stanovením zatížitelnosti je nutné provést hlavní nebo mimořádnou prohlídku daného objektu. Existují tři způsoby pro stanovení zatížitelnosti mostů:

- podrobným statickým výpočtem (označení V) – tohoto přístupu se využívá, byla-li provedena prohlídka mostu nebo diagnostický průzkum, na jehož základě jsou známy rozměry prvků konstrukce, jejich vyztužení a charakteristiky použitých materiálů. Zatížitelnost je stanovována dle současně platných předpisů a dříve platné normy slouží pouze jako informativní podklad;
- kombinovaným statickým výpočtem (označení K) – v případě, že jsou známy pouze geometrické parametry objektu, navrhne se dle předpisů platných v době realizace mostu betonářská výztuž, která se považuje za „pravděpodobnou“, následně stanovení zatížitelnosti se provede dle norem současně platných;
- způsoby podle zvláštních předpisů (označení Z) – těmito předpisy mohou být např. Technické podmínky schválené Ministerstvem dopravy České republiky.

Zatížitelnost mostů je určována na základě normou definovaných sestav zatížení [12] (viz dále) s uvážením dynamických účinků a také s ohledem na skutečný stav mostu. Dynamické účinky zatížení dopravou jsou zohledňovány dynamickým součinitelem δ , kterým se násobí statické účinky příslušného zatížení.

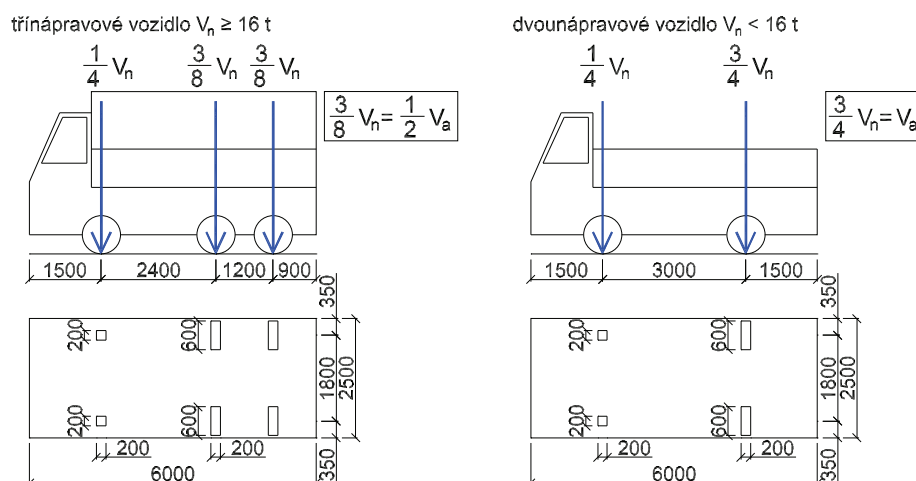
Zatěžovací schéma **normální zatížitelnosti** vychází z modelu LM1 definovaného v ČSN EN 1991-2. Uvažuje se dle Obr. 1.7 a obsahuje:

- po jedné dvounápravě v zatěžovacích pruzích č. 1 a č. 2, zatížení na každou dvounápravu $V_a = 100v_n$, tj. $2 \times 50v_n$;
- po jedné jednoduché nápravě v zatěžovacích pruzích č. 3 a č. 4, zatížení na každou jednoduchou nápravu $V_{aj} = 1 \times 50v_n$;
- rovnoměrné zatížení neomezené délky s hodnotou $2,5v_n$ v zatěžovacích pruzích č. 1 a č. 2;
- rovnoměrné zatížení neomezené délky s hodnotou $1,0v_n$ v zatěžovacích pruzích č. 3 a č. 4 a na zbývající ploše zatěžovacího prostoru.



Obr. 1.7: Sestava zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti V_n

Schémata vozidel jsou na Obr. 1.8, přičemž zatížení přední nápravou vozidla je vždy nahrazeno ekvivalentním rovnoměrným zatížením v příslušném zatěžovacím pruhu (tedy $2,5v_n$ v zatěžovacích pruzích č. 1 a č. 2, resp. $1,0v_n$ v zatěžovacích pruzích č. 3 a č. 4). Počet a šířka zatěžovacích pruhů se určí v závislosti na šířce zatěžovacího prostoru (podrobnosti viz [12]).

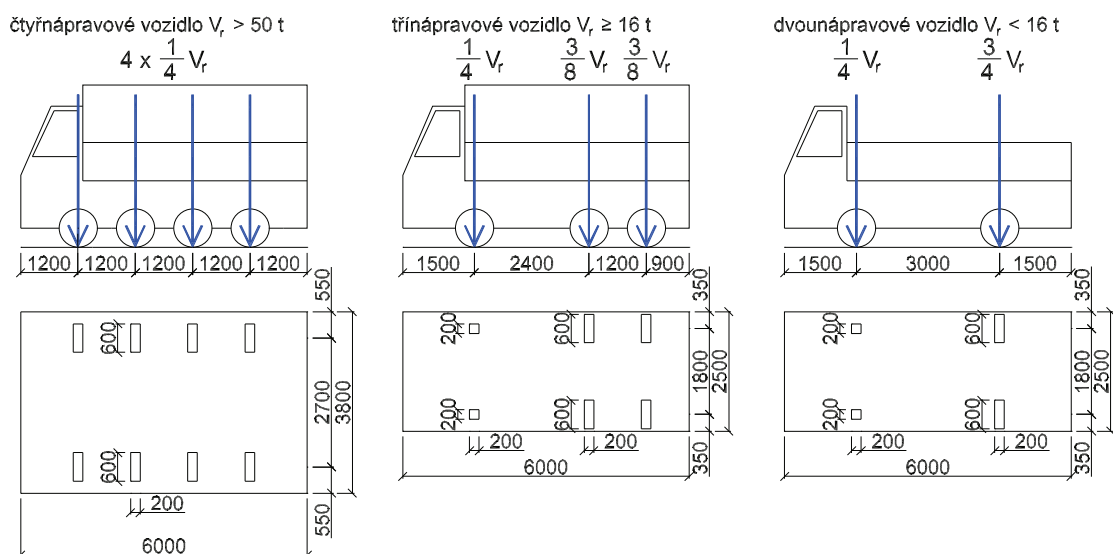


Obr. 1.8: Schémata vozidel pro stanovení normální zatížitelnosti V_n

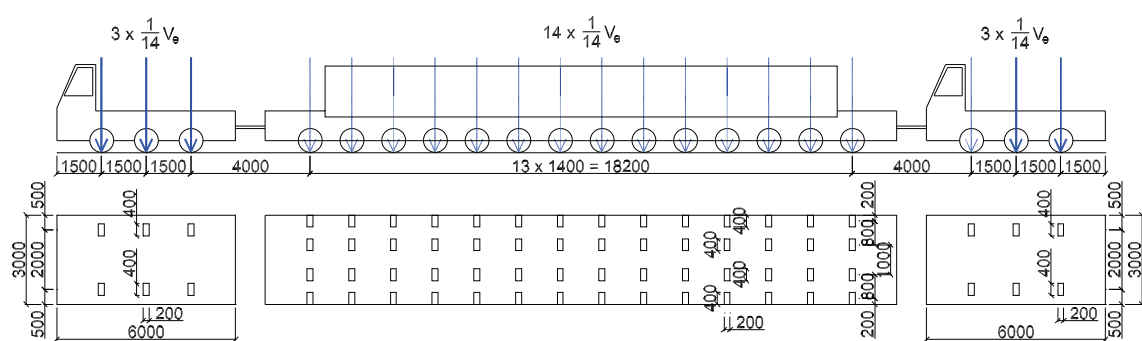
Ke stanovení **výhradní zatížitelnosti** slouží schémata vozidel na Obr. 1.9. Výhradní zatížitelnost se stanoví jako největší přípustná hmotnost jediného čtyřnápravového vozidla, a to v případě, že jeho stanovená hmotnost je větší než 50 tun. V ostatních případech se výhradní zatížitelnost stanoví jako maximální přípustná hmotnost jediného dvounápravového vozidla, a pokud je stanovená hmotnost dvounápravového vozidla větší než 16 tun, pak se výhradní zatížitelnost stanoví jako největší přípustná hmotnost vozidla třínápravového.

Zatěžovací schéma pro **výjimečnou zatížitelnost** je tvořeno čtrnáctinápravovým podvalníkem (viz Obr. 1.10), který se po mostě smí pohybovat pouze předepsanou rychlostí a v předepsané stopě s maximální přípustnou odchylkou $\pm 0,3$ m.

Zatížitelnost může být stanovována také s ohledem na mezní stavy použitelnosti, kterými jsou mezní stav dekomprese pro konstrukce předpjaté a mezní stav šířky trhlin pro konstrukce předpjaté i železobetonové. V tomto případě je zatížitelnost určována v závislosti na kategorii mostu, do níž je objekt zařazen s ohledem na druh konstrukce a informativní zbytkovou životnost. Dále je ve zvláštních případech stanovených normou nutné vyznačení zatížitelnosti na mostech osazením příslušných dopravních značek, popř. dodatkových tabulek omezujících okamžitou celkovou hmotnost vozidel. Podrobnější informace viz např. [12] [7].



Obr. 1.9: Schémata vozidel pro stanovení výhradní zatížitelnosti V_r



Obr. 1.10: Schéma zvláštní soupravy pro stanovení výjimečné zatížitelnosti V_e

Stanovení zatížitelnosti se v současnosti provádí nejčastěji deterministicky. Je ovšem možné přistupovat k řešení s přihlédnutím k náhodným vlastnostem veličin vstupujících do výpočtu, tedy s využitím plně pravděpodobnostního pojetí. Problematika náhodných veličin, jejich vlivu na celkovou odezvu konstrukce a stanovení spolehlivosti stavebních objektů nebo jejich částí byla již blíže popsána v kapitole 1.1.

2 NELINEÁRNÍ ANALÝZA ZATÍŽITELNOSTI ŘEŠENÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE

Řešenou konstrukcí je most přes odlehčovací rameno řeky Moravy (Novou Moravu) před městem Veselí nad Moravou (Obr. 2.1). Most s evidenčním číslem 54-023 se nachází na komunikaci I/54 ve směru Bzenec – Veselí nad Moravou v okrese Hodonín v Jihomoravském kraji.



Obr. 2.1: Celkový pohled na most ve směru od Veselí nad Moravou k Bzenci

Dle mostního listu byl objekt postaven roku 1940 jako jednopolový s monolitickou obloukovou nosnou konstrukcí, dolní mostovkou a monolitickou spodní stavbou. Úhel křížení silnice I/54 s překračovanou vodotečí je dle oměření $69,8^\circ$, šikmost mostu je levá. V půdorysu se most nachází v dlouhé přímé, jeho niveleta je vodorovná nebo téměř vodorovná, povrch vozovky je ve střechovitém sklonu. Na mostě se nachází oboustranně zvýšené/odrazné proužky a dva jízdní pruhy (jeden pro každý směr).

Dvě stejné mostní opěry tvoří masivní monolitické betonové stěny s vyztuženými úložnými prahy a dvoustupňovitou závěrnou zdí. S konci opěr jsou monoliticky spojena rovnoběžná mostní křídla. Základy mostního objektu nejsou přístupné, způsob jeho založení není znám.

Nosná konstrukce mostu je tvořena dvěma krajními monolitickými prostě uloženými trámy vyztuženými pravděpodobně parabolickými oblouky, které jsou vzepjaté

nad dolní mostovkou. Jako podpora proti ohybu trámům slouží dvanáct pravidelně rozmístěných svislých táhel. Mostovku tvoří patnáct příčníků, jediný podélník v ose mostu a mostovková deska. V příčném směru je stabilita zajištěna dvěma příčnými ztužidly mezi oblouky před a za jejich nejvyšším body.

Protože se nezachovala žádná podrobnější dokumentace daného objektu, byly rozměry konstrukce získány oměřením jejího stávajícího stavu, které bylo provedeno jako součást základního diagnostického průzkumu v roce 2009 [10]. Na základě sekánských sond a v případě oblouku radiograficky bylo také stanoveno vyztužení většiny konstrukčních dílů nosné konstrukce.

2.1 Model konstrukce

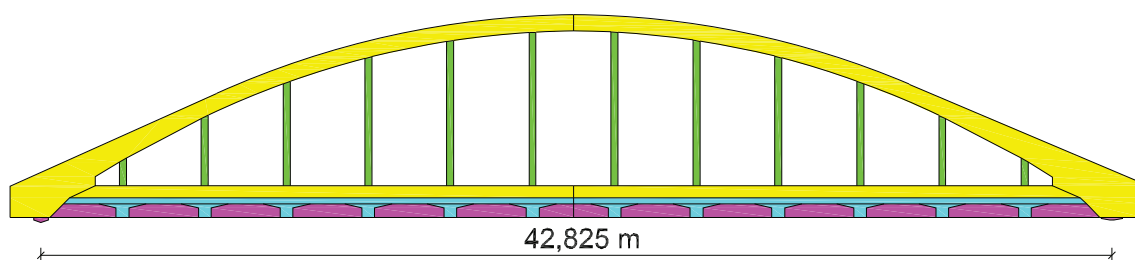
Model konstrukce pro nelineární analýzu byl sestaven v softwaru ATENA 2D [3] na základě podkladů ze základního diagnostického průzkumu [10]. Zahrnuje nosnou konstrukci pravého oblouku (při pohledu od Bzence) mostní konstrukce, je tedy tvořen jedním trámem, jedním obloukem, dále dvanácti táhly, dvanácti příčníky a spolupůsobící částí mostovkové desky.

Půdorysně přímý trám konstantního průřezu 610 x 1270 mm ($\bar{s} \times \bar{v}$) v horní části vyčnívá nad vozovku a je na vnější straně vytvarován do římsy s okapovýmnosem. Trám je na opěry uložen pomocí pohyblivého válcového a pevného vahadlového ocelolitinového ložiska.

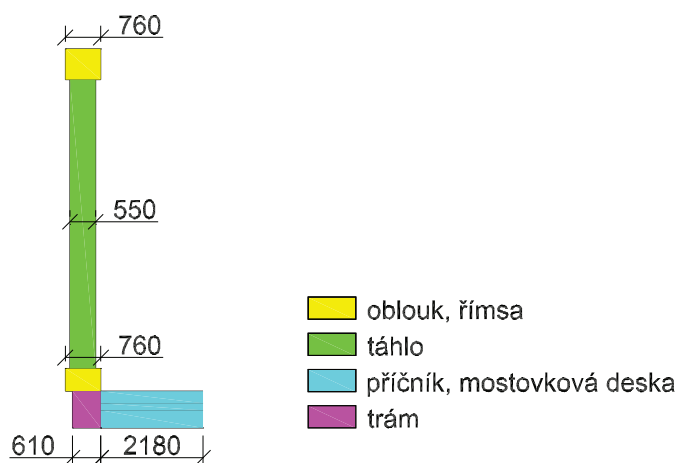
Pravý oblouk mostní konstrukce je až na svůj začátek a konec konstantního průřezu 760 x 650 mm ($\bar{s} \times \bar{v}$) a v půdorysu je rovněž přímý. Oblouk je plynulý, v podélném směru pravděpodobně parabolického tvaru. Na svém začátku i konci je monoliticky pomocí mohutné patky spojen s trámem a společně s ním uložen na opěry.

Svislá táhla konstantního průřezu 280 x 550 mm ($\bar{s} \times \bar{v}$) spojují trám s obloukem vždy v místě kotvení příčníku do trámu. Jednotlivé příčníky jsou konstantního průřezu 500–515 x 720–740 mm ($\bar{s} \times \bar{v}$; výška je uvedena včetně mostovkové desky), jsou rozmístěny po 3265–3295 mm a monoliticky vetknuty do vnitřní strany trámu. Přestože jejich horní hrany odpovídají horní hraně desky a dolní hrany jsou o něco málo výše než dolní hrany trámů, byly kvůli zjednodušení modelovány tak, že dolní hrany příčníků lícují dolní hranu trámu.

Mostovková deska, která je v podélném směru opatřena klasickými náběhy délky 680–700 mm, byla modelována o konstantní tloušťce 255 mm. Negativní náběhy v kolmém směru (tedy u krajních trámů) nebyly kvůli zjednodušení modelovány. Přibližná hodnota spolupůsobící šířky desky, která je zahrnuta v modelu, byla určena 2180 mm. Geometrie podélného a příčného řezu mostem je patrná z Obr. 2.2 a Obr. 2.3.



Obr. 2.2: Podélný řez



Obr. 2.3: Příčný řez

Použitý materiál a vyztužení jednotlivých částí nosné konstrukce mostu byly modelovány na základě provedené diagnostiky řešeného objektu. V rámci této diagnostiky byly u jednotlivých částí konstrukce zjišťovány vlastnosti betonu (pevnost betonu v tlaku, pevnost betonu v tahu povrchových vrstev – přídržnost) a jeho chemický stav, dále množství a poloha výztuže.

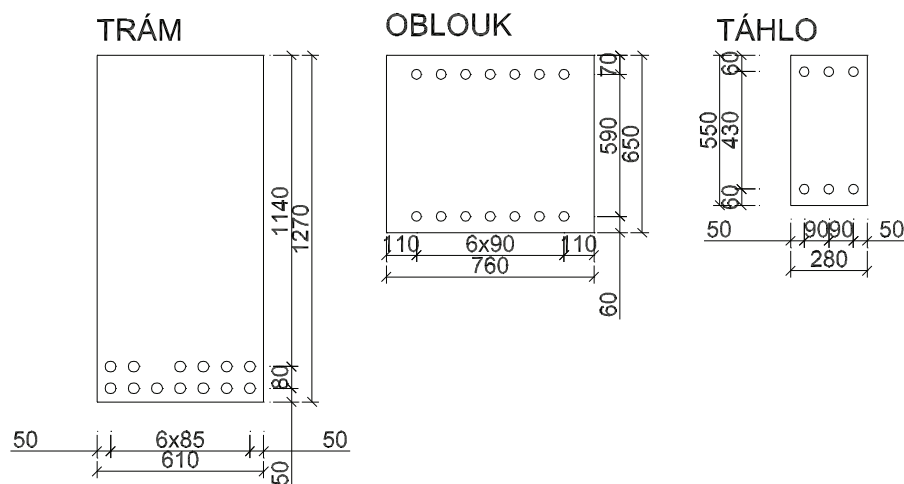
Použité pevnostní třídy betonu v tlaku jsou u oblouku a mostovkové desky C25/30 a C12/15 u příčníků. Pevnost betonu v tlaku římsy byla z důvodu neznalosti přesné hranice mezi římsou a trámem zvolena stejná jako u trámu, tedy C16/20, u táhel byla tlaková pevnost betonu zvolena na stranu bezpečnou jako nejnižší pevnostní třída použitá na konstrukci (C12/15), neboť na táhlech byla diagnostikou zjišťována pouze pevnost v tahu povrchových vrstev pomocí odtrhových zkoušek (přídržnost).

Trám je při svém dolním povrchu vyztužen třinácti profily o průměru 40 mm. Vyztužení horního povrchu nebylo součástí diagnostiky, avšak na základě předpokladu shodného vyztužení obou povrchů je v modelu horní povrch trámu vyztužen stejným množstvím výztuže jako povrch dolní. Třmínky průměru 8 mm jsou roz-

místěny průměrně po 115 mm. V průřezu oblouku bylo zjištěno po sedmi profilech o průměru 36 mm při obou jeho površích, průměrná vzdálenost třmínek o průměru 8 mm je 140 mm. Hlavní výztuž táhel tvoří celkem šest profilů o průměru 35 mm, třmínky o průměru 8 mm jsou rozmístěny přibližně po 250 mm.

Třmínky byly modelovány jako rozptýlená výztuž, tedy na základě jejich rozložení v konstrukci byl pro jednotlivé části určen stupeň jejich vyztužení. Vyztužení desky bylo modelováno pouze hlavní výztuží (tedy rovnoběžně s trámem), a to profily o průměru 12 mm rozmístěnými při horním i dolním povrchu desky průměrně po 75 mm s krytím 10 mm.

Veškerá výztuž je kruhového průřezu, jednoduchým způsobem byly tedy dopočteny hodnoty modelovaných průřezových ploch. Zjištěné vyztužení hlavních částí je zobrazeno na Obr. 2.4.



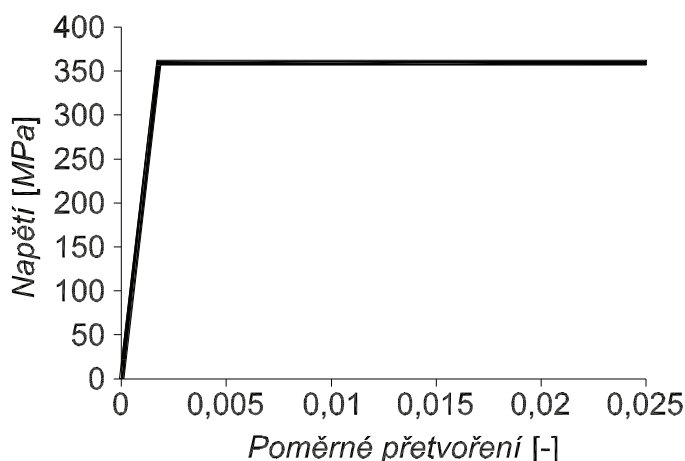
Obr. 2.4: Vyztužení jednotlivých částí nosné konstrukce mostu dle diagnostiky

Všechny materiálové modely v programu ATENA, které jsou definovány jako vztahy mezi napětím a deformací, umožňují nastavení implicitních parametrů. Jednotlivé materiály byly většinou modelovány s využitím výchozích hodnot těchto materiálových parametrů.

Pro modelování betonu jako materiálu byl použit materiálový model *3D Non Linear Cementitious 2* (lomově-plastický s nelineární tlakovou oblastí, podrobnosti viz kapitola 1.2.2). Implicitní parametry modelů betonu jsou odvozeny z krychelné pevnosti betonu v tlaku. Tedy pro modelování materiálových charakteristik použitých betonů byly na základě zadaných krychelných tlakových pevností vygenerovány doporučené hodnoty materiálových parametrů (např. modul pružnosti, pevnost betonu v tahu, atd.), odvozené z modelové normy CEB-FIB Model Code 90 a dalších zdrojů. Použité vzorce jsou uvedeny v teoretickém manuálu [4]. Hodnoty specifické

lomové energie byly na základě zkoušek [9] zvýšeny na 2,0 násobek implicitních hodnot, což odpovídá naměřeným datům.

Pro prutové výztuže byl použit materiál s bi-lineárním jednoosým zákonem, tužností omezenou hodnotou 2,5%, mezí kluzu 360 MPa a modulem pružnosti 210 GPa. Hodnota meze kluzu byla zvolena s ohledem na hodnoty mezí kluzu výztuží používaných v době realizace konstrukce. Graf závislosti napětí na poměrném přetvoření je patrný z Obr. 2.5.



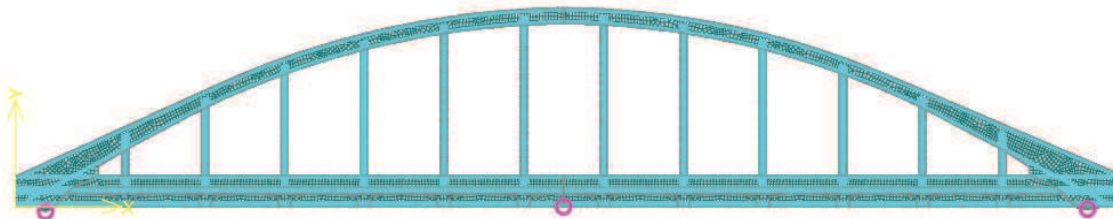
Obr. 2.5: Materiálový model prutové výztuže

Rozptýlená výztuž třmínků byla modelována materiálem s bi-lineárním jednoosým zákonem, mezí kluzu 360 MPa a modulem pružnosti 210 GPa. Rozptýlená výztuž je modelována jako jednosměrný materiál s tuhostí pouze ve směru výztuže a každá složka rozptýlené výztuže je definována v samostatné vrstvě prvku. Jednotlivé části konstrukce s rozptýlenou výztuží se liší pouze ve stupni vyztužení a orientaci smykové výztuže, která je standardně vždy kolmá ke směru hlavní výztuže.

Aby nedocházelo k neočekávanému porušení v místech uložení nosné konstrukce na ložiska, byly v těchto místech modelovány ocelové příložky z lineárně pružného materiálu pro stav rovinné napjatosti. Pro definici materiálových parametrů byly použity implicitní hodnoty.

Nosná konstrukce oblouku byla s ohledem na uložení trámu na ložiska modelována jako prostý nosník.

Pro generování sítě byly zvoleny rovinné čtyřúhelníkové prvky, označené v softwaru ATENA jako *CCIsoQuad*. Jedná se o izoparametrické prvky se čtyřmi nebo devíti uzly, které jsou vhodné pro řešení rovinných 2D, osově symetrických a 3D úloh. Po provedené studii vlivu velikosti prvků na odezvu konstrukce byla s ohledem na tuto odezvu a zejména časovou náročnost výpočtu délka strany prvku zvolena 0,125 m. Konečněprvkový model v softwaru ATENA je ukázán na Obr. 2.6.



Obr. 2.6: Konečněprvkový model konstrukce v softwaru ATENA

Model konstrukce byl po krocích zatížen vlastní tíhou, spojitým rovnoměrným zatížením, které odpovídá zatížení vrstvami vozovky, a zatížením od jednotkových vozidel zatížitelnosti, které se pro jednotlivé skupiny zatížitelnosti liší v souladu s použitým normativním předpisem [12]. Zatížení bylo aplikováno v úrovni horního povrchu desky, tedy v místě, v němž reálně působí.

Monitory pro snímání svislých reakcí byly umístěny v místech uložení konstrukce na ložiska, dále byl uprostřed rozpětí modelovaného nosníku monitorován průhyb. Umístění monitorů bylo zvoleno s ohledem na požadované výstupy.

Výpočet odezvy konstrukce byl proveden klasickou metodou Newton-Raphson, s implicitně definovanými parametry výpočtu, a na základě přírůstků zatížení byl získán vrchol diagramu zatížení–přetvoření, a tím i odpovídající mezní únosnost konstrukce.

2.2 Stochastická analýza zatížitelnosti

Jak již bylo popsáno výše, v reálném světě podléhá mnoho jevů jisté náhodnosti. Proto byl k analýze zatížitelnosti řešené mostní konstrukce zvolen pravděpodobnostní přístup, který veličiny vstupující do výpočtu definuje jako náhodné. Zatížitelnost konstrukce byla určována na základě běžných požadavků, tedy byly srovnávány účinky zatížení od jednotkových vozidel zatížitelnosti s odezvou konstrukce, za předpokladu dodržení směrné hodnoty indexu spolehlivosti.

Byly vyšetřovány běžně stanovované skupiny zatížitelnosti, tedy zatížitelnost normální V_n , zatížitelnost výhradní V_r a zatížitelnost výjimečná V_e . Z důvodu provedení diagnostického průzkumu konstrukce bylo přistoupeno k podrobnému statickému výpočtu, tzn. že model konstrukce ve výpočetním softwaru ATENA byl zatížen dle sestav zatížení pro jednotlivé skupiny zatížitelnosti stanovených současně platnou normou ČSN 73 6222 [12] (podrobněji viz Obr. 1.7–Obr. 1.10). Jednotlivá zatěžovací schémata odpovídají zatížení, které je přenášeno modelovanou částí konstrukce, a pro konkrétní případ řešené mostní konstrukce jsou ve stručnosti blíže představena:

- zatěžovací schéma pro stanovení normální zatížitelnosti V_n obsahuje jednu dvounápravu s celkovým zatížením $V_a = 100v_n$ (tedy $50v_n$ na každou nápravu) a rovnoměrné spojitě zatížení s hodnotou $2,5v_n$ na šířce 3,0 m, resp. $1,0v_n$ na zbývajících částech modelovaného zatěžovacího prostoru;
- zatěžovací schéma výhradní zatížitelnosti V_r sestává z čtyřnápravového vozidla jednotkové tíhy 1 kN;
- pro stanovení výjimečné zatížitelnosti V_e je konstrukce zatížena čtrnáctinápravovým podvalníkem, opět jednotkové tíhy 1 kN.

Na základě normou definovaných vztahů byla jednotlivá jednotková zatížení přepočtena tak, aby se přírůstek zatížení od jednotlivých vozidel zatížitelnosti rovnal 1 tuně. Dynamické účinky zatížení dopravou byly rovněž zohledněny v souladu s normou.

Samotná stochastická analýza spolehlivosti byla provedena s pomocí softwaru FReET [14], jehož integraci se softwarem ATENA zajišťuje program SARA Studio.

Jako náhodné veličiny byly do výpočtu odezvy konstrukce použity pevnost betonu v tahu F_t a v tlaku F_c , Youngův modul E a hodnota specifické lomové energie G_f (pro jednotlivé třídy betonu), dále mez kluzu oceli f_y prutové i třmínkové výztuže, průřezová plocha veškeré modelované výztuže A_s a možná odchylka vzniklá při ukládání dolní výztuže trámu do bednění ve svislém směru y . Všechny veličiny byly modelovány středními hodnotami a variačními koeficienty na základě doporučení JCSS [8]. Střední hodnoty pevnostních parametrů a specifické lomové energie byly získány ze znalosti jejich charakteristických hodnot (5% kvantil) a příslušných variačních koeficientů. Statistické parametry jednotlivých vstupních veličin jsou popsány v Tab. 2.1.

Dále byla definována statistická korelace mezi jednotlivými parametry betonu (viz Tab. 2.2). Mezi mezí kluzu oceli u všech modelovaných výztuží byla definována statistická závislost hodnotou korelačního koeficientu 1, stejně tak tomu bylo i v případě průřezové plochy jednotlivých výztuží. Tímto byl definován předpoklad použití výztuže stejné kvality pro každou jednotlivou simulaci výpočtu odezvy. Ostatní veličiny byly modelem definovány jako statisticky nezávislé.

Použitím numerické simulační metody Latin Hypercube Sampling bylo vygenerováno z důvodu časové náročnosti nelineární analýzy pouze 32 simulací, na jejichž základě byl výpočetním softwarem ATENA získán soubor dat (32 různých odezev konstrukce na jednotlivá zatížení stanovených zatížitelností), který byl následně podroben analýze spolehlivosti. Při dodržení stanovených podmínek spolehlivosti pak byly určeny hodnoty jednotlivých zatížitelností.

Podmínka spolehlivosti byla definována obvyklým způsobem, tedy jako srovnání účinků zatížení E a odolnosti konstrukce R , včetně zahrnutí dynamických účinků.

Tab. 2.1: Definice vstupních veličin pro stochastickou analýzu

<i>Označení veličiny</i> [jednotka]	<i>Rozdělení</i> <i>pravděpodobnosti</i>	<i>Střední</i> <i>hodnota</i>	<i>Variační</i> <i>koefficient</i>
$E_{(C25/30)}$ [MPa]	Lognormální (2 par.)	30320	0,15
$F_{t(C25/30)}$ [MPa]	Lognormální (2 par.)	3,9205	0,30
$F_{c(C25/30)}$ [MPa]	Lognormální (2 par.)	28,193	0,06
$G_{f(C25/30)}$ [MN/m]	Lognormální (2 par.)	0,00016365	0,20
$E_{(C16/20)}$ [MPa]	Lognormální (2 par.)	25450	0,15
$F_{t(C16/20)}$ [MPa]	Lognormální (2 par.)	2,9915	0,30
$F_{c(C16/20)}$ [MPa]	Lognormální (2 par.)	18,795	0,06
$G_{f(C16/20)}$ [MN/m]	Lognormální (2 par.)	0,00012489	0,20
$E_{(C12/15)}$ [MPa]	Lognormální (2 par.)	22340	0,15
$F_{t(C12/15)}$ [MPa]	Lognormální (2 par.)	2,4704	0,30
$F_{c(C12/15)}$ [MPa]	Lognormální (2 par.)	14,097	0,06
$G_{f(C12/15)}$ [MN/m]	Lognormální (2 par.)	0,00010308	0,20
f_y [MPa]	Normální	406,84	0,07
A_s [m ²]	Normální	proměnná	0,02
y [m]	Rovnoměrné	0	$\pm 0,02$ [m]

Tab. 2.2: Statistická korelace mezi parametry betonu

	E	F_t	F_c	G_f
E	1	0	0,3	0
F_t	0	1	0,4	0,8
F_c	0,3	0,4	1	0
G_f	0	0,8	0	1

Ty byly zohledněny pomocí dynamických součinitelů δ , které jsou pro jednotlivé zatížitelnosti stanoveny normou a byly uvažovány dle Tab. 2.3.

 Tab. 2.3: Hodnoty dynamických součinitelů δ

<i>Zatížitelnost</i>	<i>Dynamický součinitel δ</i>
Normální V_n	$\delta_{V_n} = 1,30$
Výhradní V_r	$\delta_{V_r} = 1,40$
Výjimečná V_e	$\delta_{V_e} = 1,05$

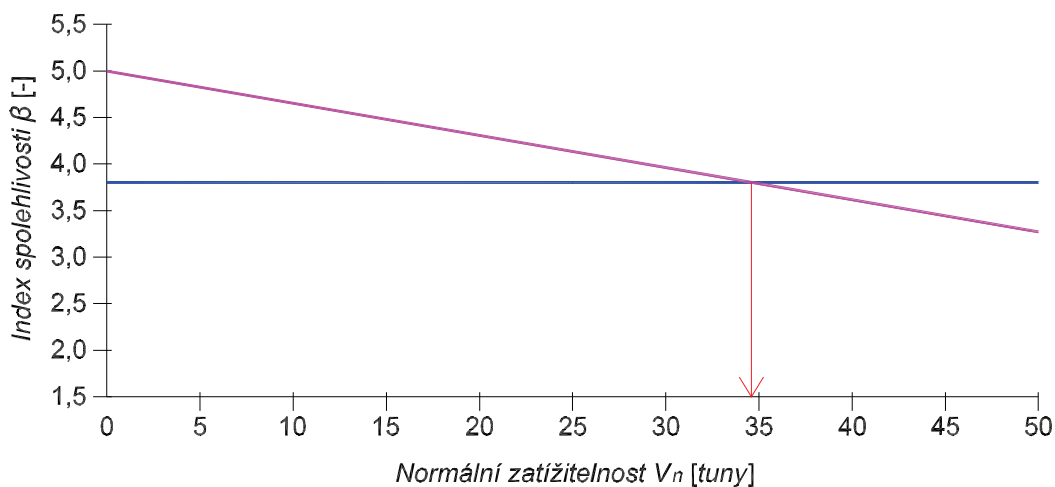
Pravděpodobnost poruchy byla vyčíslena s ohledem na již dříve uvedenou rovnici:

$$p_f = P(R - \delta \cdot E < 0) \equiv P(Z < 0) \quad (2.1)$$

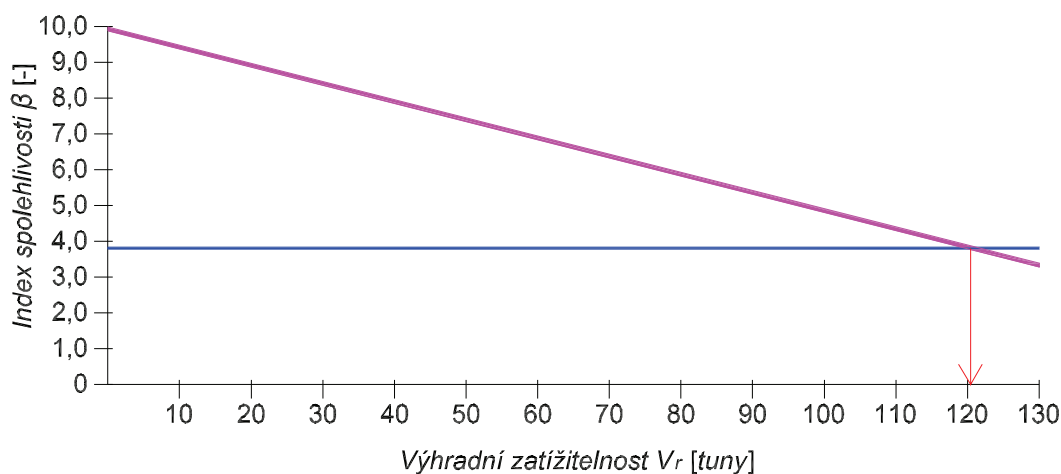
Pro stanovení požadované úrovně spolehlivosti byl použit index spolehlivosti β dle Cornella [18], který byl následně srovnáván s jeho směrnou hodnotou pro mezní stav únosnosti a návrhovou životnost konstrukce dle EC0 $\beta_{EC0} = 3,8$. Hodnoty normální, výhradní a výjimečné zatížitelnosti v celých tunách tedy byly stanoveny z podmínky:

$$\beta \geq \beta_{EC0} \quad (2.2)$$

Následující text předkládá vyhodnocení zatížitelnosti při použití plně pravděpodobnostního pojetí (Tab. 2.4) a grafy závislosti indexu spolehlivosti β na hodnotách normální (V_n), výhradní (V_r) a výjimečné (V_e) zatížitelnosti (Obr. 2.7–Obr. 2.9).

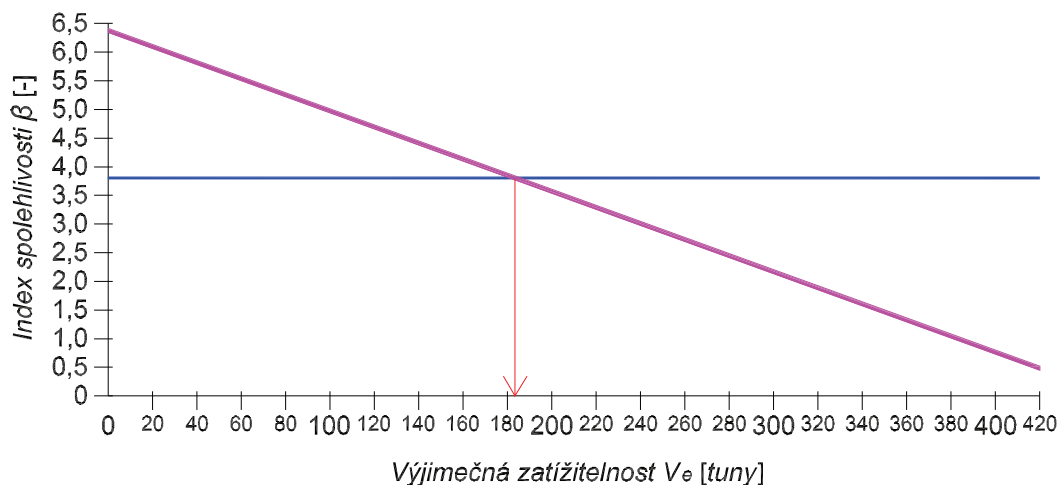


Obr. 2.7: Index spolehlivosti vs. normální zatížitelnost



Obr. 2.8: Index spolehlivosti vs. výhradní zatížitelnost

Hodnoty zatížitelnosti stanovené stochasticky byly dále srovnány s hodnotami jednotlivých zatížitelností, které byly převzaty z mostního listu řešené mostní konstrukce (viz [10]). Srovnání jednotlivých zatížitelností předkládá Tab. 2.5.



Obr. 2.9: Index spolehlivosti vs. výjimečná zatížitelnost

Tab. 2.4: Stanovené hodnoty jednotlivých zatížitelností

<i>Hodnota zatížitelnosti</i>	
<i>Zatížitelnost</i>	<i>(odpovídající index spolehlivosti)</i>
Normální V_n	$V_n = 34 \text{ tun } (\beta = 3,821)$
Výhradní V_r	$V_r = 120 \text{ tun } (\beta = 3,832)$
Výjimečná V_e	$V_e = 183 \text{ tun } (\beta = 3,806)$

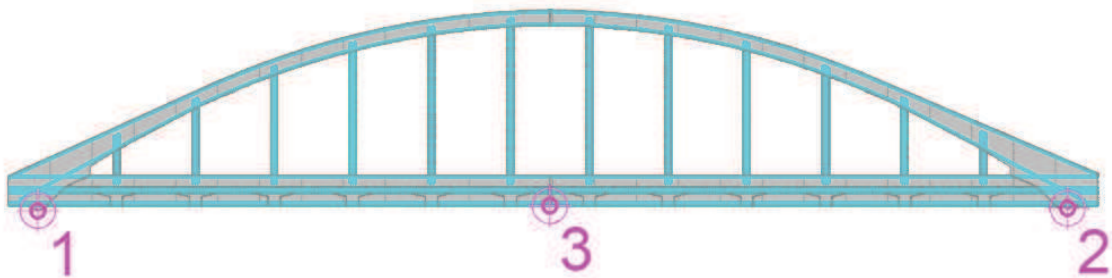
Jak vyplývá z Tab. 2.5, na základě stochastického výpočtu dosahují jednotlivé zatížitelnosti vyšších hodnot. Důvodem, proč tomu tak je, může být fakt, že stochastická analýza zatížitelnosti vychází z nelineárního výpočtu. Naproti tomu deterministické stanovení zatížitelnosti se s ohledem na zjednodušení provádí obvykle výpočtem lineárním.

Součástí analýzy bylo i vyhodnocení citlivosti jednotlivých vstupních parametrů na odezvu konstrukce. Byla sledována citlivost vstupních veličin na monitorované výstupy v programu ATENA, tedy na svislé reakce (monitory č. 1 a č. 2) a průhyb nosné konstrukce mostu (monitor č. 3). Jednotlivé veličiny vstupující do výpočtu odezvy konstrukce jako náhodné byly představeny již výše v Tab. 2.1. Součástí

Tab. 2.5: Srovnání deterministického a stochastického výpočtu zatížitelnosti

<i>Hodnota zatížitelnosti</i>		
<i>Zatížitelnost</i>	<i>Deterministický výpočet</i>	<i>Stochastický výpočet</i>
Normální V_n	$V_n = 21 \text{ tun}$	$V_n = 34 \text{ tun}$
Výhradní V_r	$V_r = 72 \text{ tun}$	$V_r = 120 \text{ tun}$
Výjimečná V_e	$V_e = 120 \text{ tun}$	$V_e = 183 \text{ tun}$

následujícího textu je vyhodnocení jejich citlivosti v podobě hodnot korelačních koeficientů (viz Tab. 2.6–Tab. 2.8). Korelační koeficienty meze kluzu oceli ($V_{\text{ýztuž}} - f_y$), průřezové plochy výztuže (A_s) a svislé odchylky v uložení výztuže (y) jsou uvedeny z důvodu většího množství těchto veličin průměrnými hodnotami.



Obr. 2.10: Označení monitorů

Tab. 2.6: Citlivost vybraných vstupních veličin – normální zatížitelnost

<i>Parametr</i>	<i>Monitor</i>		
	č. 1	č. 2	č. 3
$E_{(C25/30)}$	0,088	0,120	-0,122
$F_{t(C25/30)}$	0,387	0,398	0,210
$F_{c(C25/30)}$	-0,206	-0,218	-0,107
$G_{f(C25/30)}$	0,207	0,224	0,051
$E_{(C16/20)}$	-0,171	-0,158	-0,083
$F_{t(C16/20)}$	0,007	0	-0,034
$F_{c(C16/20)}$	0,360	0,390	0,297
$G_{f(C16/20)}$	0,231	0,235	0,199
$E_{(C12/15)}$	0,328	0,289	0,331
$F_{t(C12/15)}$	0,216	0,239	0,070
$F_{c(C12/15)}$	-0,256	-0,247	-0,062
$G_{f(C12/15)}$	0,253	0,269	0,151
$V_{\text{ýztuž}} - f_y$	0,044	0,032	-0,292
A_s	0,174	0,198	0,058
y	-0,081	-0,088	-0,137

Z citlivostní analýzy tedy vyplývá, že na odezvu konstrukce mají nejvýraznější vliv zejména parametry betonu, na deformaci konstrukce byl zaznamenán poněkud výraznější vliv i u meze kluzu výztuže, popř. i u průřezové plochy výztuže. Při podrobnějším zkoumání lze citlivostní analýzu vyhodnotit v následujících bodech:

Pro normální zatížitelnost platí:

Tab. 2.7: Citlivost vybraných vstupních veličin – výhradní zatížitelnost

<i>Parametr</i>	<i>Monitor</i>		
	č. 1	č. 2	č. 3
$E_{(C25/30)}$	0,141	0,154	-0,015
$F_{t(C25/30)}$	0,409	0,394	0,048
$F_{c(C25/30)}$	-0,092	-0,105	0,103
$G_{f(C25/30)}$	0,455	0,433	0,111
$E_{(C16/20)}$	0,082	0,096	-0,068
$F_{t(C16/20)}$	-0,028	-0,021	-0,451
$F_{c(C16/20)}$	0,274	0,267	0,322
$G_{f(C16/20)}$	0,210	0,212	-0,292
$E_{(C12/15)}$	0,141	0,144	0,245
$F_{t(C12/15)}$	0,230	0,235	-0,085
$F_{c(C12/15)}$	-0,058	-0,058	0,092
$G_{f(C12/15)}$	0,194	0,197	0,012
$Výztuž - f_y$	0,157	0,156	-0,241
A_s	-0,106	-0,101	-0,245
y	0,062	0,069	0,022

- nejvýraznější citlivost byla zjištěna na parametry tahové pevnosti betonu třídy C25/30 (oblouk) a tlakové pevnosti betonu C16/20 (trám), což souvisí se způsobem porušování modelu konstrukce, ke kterému docházelo nejčastěji v místě napojení oblouku na trám;
- dále byl výrazný vliv zaznamenán u parametru modulu pružnosti betonu C12/15 (táhla);
- vliv meze kluzu je patrný zejména u deformace konstrukce, přičemž nepatrně vyšší vliv byl zaznamenán u výztuže prutové ($COR = -0,338$) oproti výztuži smykové ($COR = -0,284$);
- hodnoty korelačních koeficientů ostatních veličin jsou velice podobné a pohybují se obvykle v rozmezí od 0,1 do 0,2.

U výhradní zatížitelnosti:

- nejvýraznější citlivost vykazují parametry pevnosti betonu v tahu a hodnoty lomové energie u třídy betonu C25/30 (oblouk, mostovková deska) a také parametr tlakové pevnosti betonu C16/20 (trám). Vliv těchto veličin je výraznější než vliv veličin ostatních;
- vliv ostatních veličin na svislé reakce byl mnohem nižší, hodnoty korelačních koeficientů dosahovaly hodnot nižších než 0,2;

Tab. 2.8: Citlivost vybraných vstupních veličin – výjimečná zatížitelnost

<i>Parametr</i>	<i>Monitor</i>		
	č. 1	č. 2	č. 3
$E_{(C25/30)}$	0,203	0,217	0,140
$F_{t(C25/30)}$	0,125	0,122	0,038
$F_{c(C25/30)}$	0,027	0,021	0,058
$G_{f(C25/30)}$	0,058	0,049	0,021
$E_{(C16/20)}$	0,177	0,178	0,208
$F_{t(C16/20)}$	0,225	0,220	0,022
$F_{c(C16/20)}$	0,143	0,153	0,169
$G_{f(C16/20)}$	0,492	0,487	0,274
$E_{(C12/15)}$	-0,051	-0,088	-0,084
$F_{t(C12/15)}$	0,407	0,386	0,346
$F_{c(C12/15)}$	0,176	0,188	0,129
$G_{f(C12/15)}$	0,415	0,394	0,325
$Výztuž - f_y$	0,165	0,167	-0,257
A_s	0,096	0,112	0,171
y	-0,039	-0,044	-0,038

- u deformace vykazují vyšší hodnoty korelačních koeficientů zejména pevnostní charakteristiky betonu C16/20, tedy materiál, z něhož byl zhotoven trám nosné konstrukce, jehož porušení je u výhradní zatížitelnosti nejmasivnější; je zde také mnohem patrnější citlivost odezvy na mez kluzu a průřezovou plochu výztuže.

U výjimečné zatížitelnosti je situace podobná jako u zatížitelnosti výhradní:

- nejvýznamnější citlivost byla zaznamenána na parametry lomové energie a tahové pevnosti betonu tříd C12/15 (táhla) a C16/20 (trám), což odpovídá porušování konstrukce nejčastěji v místech trámu a krajních táhel;
- výraznější citlivost byla zjištěna také na mez kluzu výztuže, kdy se hodnoty korelačních koeficientů pohybovaly kolem 0,3;
- vliv ostatních veličin je vzhledem k výše uvedeným téměř zanedbatelný, hodnoty korelačních koeficientů ve většině případů nepřekračují hodnotu 0,2.

3 DEGRADACE

3.1 Teoretický úvod

Dle současně platných normativních předpisů musí navrhované konstrukce (tedy i mosty pozemních komunikací) splňovat jistá kritéria trvanlivosti a spolehlivosti. Na základě těchto předpokladů jsou definovány pojmy životnost t_S a návrhová životnost t_D . Životnost t_S je definována jako předpokládaný časový úsek, po který bude konstrukce stále plnit svůj účel. Během zbytkové životnosti konstrukce musí být jejím posouzením, prováděnými kontrolami a dostatečnou údržbou zaručeno její správné chování a spolehlivost. Časový úsek, na který byla daná konstrukce navržena, je pak označován jako návrhová životnost t_D . Při optimálním návrhu by se skutečná životnost konstrukce měla minimálně rovnat životnosti návrhové.

V mostním stavitelství se navrhování provádí dle mezních stavů v kombinaci s dílčími součiniteli spolehlivosti. K překročení mezního stavu dojde za předpokladu, že konstrukce ztratí své požadované vlastnosti. Stejný přístup lze aplikovat i na trvanlivost mostů, kdy ztráta požadovaných vlastností může být způsobena také změnami životního prostředí v průběhu času, tedy vlivem degradace. V případě návrhu je obvykle největší důraz kladen na samotný mechanický návrh mostního objektu, a to zejména proto, že v případě selhání konstrukce jsou bezprostředně ohroženy lidské životy. Degradace a ztráta trvanlivosti konstrukce však hrají významnou roli pro plánování případných rekonstrukcí či demolice, mají tedy ekonomické důsledky. Proto je důležité, aby byly vyvíjeny i metody kontrol jiných než obvyklých mezních stavů jako jsou mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti. Pro tyto účely je možné využít výpočetního softwaru FReET-D [17] [19], který byl vyvinut na základě víceúčelového pravděpodobnostního softwaru FReET [13] a umožňuje modelování degradace betonových konstrukcí, její statistickou a citlivostní analýzu, dále posouzení životnosti konstrukcí a jejich spolehlivosti. Modely degradace jsou zde definovány jako matematické funkce, které ukazují průběh degradace v čase, jsou tedy časově závislé.

Jak je uvedeno např. v [17] a [1], z hlediska životnosti lze mostní objekty posuzovat srovnáním návrhové životnosti t_D části nebo celé konstrukce s předpokládanou životností t_S :

$$t_S \geq t_D \quad (3.1)$$

V pravděpodobnostním pojetí lze rovnici 3.1 zapsat následovně:

$$P_f(t_D) = P\{t_S(X_i, t) < t_D\} \leq P_D \quad (3.2)$$

kde $P_f(t_D)$ je pravděpodobnost poruchy v čase t_D , P_D je normová hodnota pravděpodobnosti a t_S je předpokládaná životnost, která je funkcí základních veličin X_i

a času t . V případě, kdy je konstrukce chráněna proti degradaci, je možné životnost t_S určit jako součet tzv. iniciačního času t_i (tj. doba, která uplyne od realizace konstrukce do doby, kdy je výztuž depasivována, tzn. je porušena ochranná vrstva na jejím povrchu a výztuž může začít korodovat) a propagačního času t_p (tj. časový úsek, během kterého dochází ke korozi výztuže) dle následujícího vztahu:

$$t_S = t_i + t_p \quad (3.3)$$

Pro mezní stav únosnosti je požadavek spolehlivosti dán vztahem:

$$R(t_D) \geq S(t_D) \quad (3.4)$$

kde $R(t_D)$ je odolnost konstrukce nebo její části a $S(t_D)$ je celková degradace, přičemž obě veličiny jsou vyšetřovány na konci návrhové životnosti t_D a jsou opět funkcí základních veličin X_i a času t . Podmínka spolehlivosti je pak dána vztahem:

$$P_f(t_D) = P\{R(t_D) - S(t_D) < 0\} \leq P_D \quad (3.5)$$

Při posouzení konstrukce z hlediska mezního stavu použitelnosti lze spolehlivostní podmínky psát ve tvaru:

$$S(t_D) \geq S_{\lim} \quad (3.6)$$

$$P_f(t_D) = P\{S_{\lim} - S(t_D) < 0\} \leq P_D \quad (3.7)$$

v nichž S_{\lim} reprezentuje limitní hodnoty pro mezní stav použitelnosti (např. limitní hodnota průhybu, šířky trhliny atd.). Při omezení životnosti t_S pouze na hodnotu iniciačního času t_i (viz rovnice 3.3) je zaručeno, že k degradaci nebude docházet. Na tomto předpokladu je založen tzv. mezní stav trvanlivosti.

Pravděpodobně nejčastějším typem degradace železobetonových konstrukcí je koroze výztuže. Výztuž je proti korozi chráněna tenkou ochrannou (pasivační) oxidací vrstvou, která se na jejím povrchu tvoří kvůli vysoké zásaditosti okolního betonu. Pronikáním chloridových iontů nebo karbonatů do betonu může být tato vrstva narušena a výztuž může následně začít korodovat. Dále může opakovaným zmrazováním a rozmrazováním betonu docházet k jeho odlupování či vnitřnímu poškozování.

3.1.1 Karbonatace betonu

Karbonatace betonu je proces, při němž dochází ke snižování pH betonu na hodnoty rovny nebo nižší než 9. Pokles pH je způsoben rozpouštěním pevného $Ca(OH)_2$ obsaženého v betonu při reakci se vzdušným CO_2 , který je rozptýlen v betonových

pórech. Obecně tedy dochází k hydrataci cementových materiálů a snižování pórovitosti betonu.

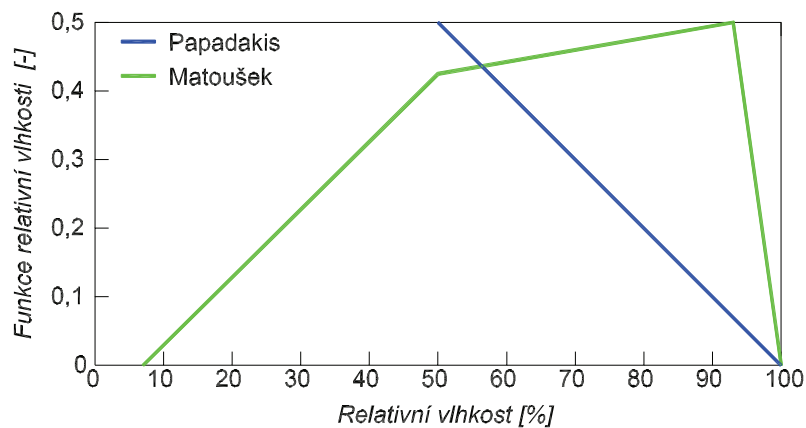
Mezi faktory ovlivňující karbonatační proces patří zejména difuze CO_2 a jeho reaktivita s betonem. Rozptylování CO_2 je ovlivněno pórovým systémem již zatvrdlého betonu a prostředím, jemuž je beton vystaven (zejména koncentrace CO_2 v ovzduší a relativní vlhkost). Pórový systém betonu pak závisí hlavně na typu a množství použitého pojiva, na poměru množství vody k množství tohoto pojiva a na stupni hydratace. Na stupni hydratace, typu a množství pojiva je také závislá reaktivita CO_2 s betonem. Vliv na proces karbonatace má rovněž tzv. vodní součinitel (poměr množství vody w k množství cementu c), typ cementu, teplota, způsob ošetřování betonové směsi, její zásaditost a přítomnost zón poškození a trhlin.

Pro karbonataci betonu může být při vyhodnocení mezního stavu zavedena podmínka, při které se v průběhu času srovnává betonová krycí vrstva a s hloubkou karbonatace x_c . Pokud hloubka vzniklé karbonatační vrstvy x_c prostoupí celou tloušťkou betonové krycí vrstvy a , dochází k depasivaci výztuže, která může začít korodovat. Tento mechanismus vede ke korozi výztuže zejména v městských oblastech s větším obsahem CO_2 v ovzduší. Jinou variantou mezního stavu je srovnání iniciačního času t_i s návrhovou životností konstrukce t_D .

Výpočetní program FReET-D [17] umožňuje modelování karbonatace betonu na základě implementovaných matematických funkcí označených *Carb1–Carb9*. Jednotlivé modely se od sebe odlišují definicí a množstvím vstupních náhodných veličin a také základní formulací matematických funkcí. V následujícím textu budou ve stručnosti představeny jen hlavní odlišnosti mezi jednotlivými modely, přičemž modely použité pro modelování degradace řešené mostní konstrukce budou představeny podrobněji v kapitole 3.2.

Modely ***Carb1a*** a ***Carb1b*** jsou použitelné pro běžné betony z portlandského cementu. Řídí se stejnými matematickými funkcemi, které vyjadřují časovou závislost hloubky karbonatace na 13 vstupních veličinách (čas, specifická hmotnost cementu a kameniva, jednotkové množství vody, cementu a kameniva, relativní vlhkost, množství CO_2 ve vzduchu a parametr modelových nejistot). Jediný rozdíl mezi oběma modely je v použití funkce relativní vlhkosti. *Carb1a* vychází z funkce dle Papadakise [15], která však neposkytuje uspokojivé výsledky pro vyšší hodnoty relativních vlhkostí, pro něž je vhodnější použití funkční závislosti dle Matouška [11], která je zahrnuta v modelu *Carb1b* (viz Obr. 3.1).

Zjednodušené empirické karbonatační modely ***Carb2a*** a ***Carb2b*** jsou založeny pouze na 6 vstupních parametrech (čas, jednotkové množství vody a cementu, relativní vlhkost, množství CO_2 ve vzduchu a parametr modelových nejistot) a rozdíl mezi nimi je tentýž jako u modelů *Carb1* (viz Obr. 3.1). Závisí také na vodním součiniteli (poměr množství vody w k množství cementu c), tedy matematické funkce



Obr. 3.1: Typy funkce relativní vlhkosti

jsou definovány zvlášť pro $w/c \leq 0,6$ a $w/c > 0,6$. Jejich použití je omezeno na obyčejné betony z portlandského cementu a za jejich nevýhodu lze stejně jako u modelů *Carb1* považovat nezávislost hloubky karbonatace na teplotě a způsobu ošetřování betonové směsi. Při srovnání modelů *Carb2* s modelem *Carb1b* bylo zjištěno, že při poměru množství vody k množství cementu větším než 0,65 poskytuje *Carb1b* hodnoty karbonatační hloubky nižší, zatímco v oblasti hodnot vodního součinitele mezi 0,5 a 0,65 jsou hodnoty hloubky karbonatace u těchto modelů v dobré shodě.

Pro karbonatační model ***Carb3*** jsou matematické závislosti hloubky karbonatace na vstupních parametrech definovány v závislosti na vodním součiniteli (poměr množství vody w k množství cementu c). Funkce jsou definovány zvlášť pro $w/c \leq 0,6$ a $w/c > 0,6$. Tento model také zahrnuje vliv okolní teploty na hloubku karbonatace, dalšími vstupními veličinami jsou čas, množství CO_2 v ovzduší, poměr rychlosti karbonatace u vzorku s ochrannou vrstvou na jeho povrchu (např. omítkou) a bez ní, relativní vlhkost, jednotkové množství vody a cementu a parametr modelových nejistot. Při srovnání s karbonatačními modely *Carb1a* a *Carb1b* je patrný významný vliv teploty na hloubku karbonatace, kdy její hodnoty jsou pro jednotlivé modely srovnatelné pouze v rozmezí teplot přibližně od 5 °C do 15 °C.

Model ***Carb4*** je vhodný pro betony z portlandského cementu s příměsí pucolánových, křemičitých a hliníkových materiálů (jako jsou např. popílek, křemičitý úlet, struska, atd.), které jsou označovány jako materiály doplňkové. Model obsahuje 9 vstupních parametrů (čas, množství CO_2 ve vzduchu, faktor k zohledňující odolnost doplňkových materiálů proti karbonataci, specifická hmotnost cementu, jednotkové množství vody, cementu a doplňkových materiálů, relativní vlhkost a parametr modelových nejistot), přičemž modely *Carb4a* a *Carb4b* se liší v definici funkce relativní vlhkosti (viz Obr. 3.1).

Dalšími modely, které zohledňují typ použitého cementu, a s tím související stupeň hydratace betonu, jsou *Carb5a* a *Carb5b*. Model ***Carb5a*** se zakládá na 8 vstupních veličinách, kterými jsou čas, relativní vlhkost, jednotkové množství vody a cementu, množství CO_2 ve vzduchu, koeficienty zohledňující typ cementu a stupeň hydratace a parametr modelových nejistot. U betonů s vysokým obsahem popílku nedochází k jeho úplné hydrataci, proto není pro tyto betony vhodný žádný z dříve uvedených modelů. Pouze pro betony s vysokým obsahem popílku byl tedy vyvinut karbonatační model ***Carb5b***, který obsahuje 20 základních veličin a pro své využití vyžaduje chemický rozbor cementu a popílku.

Jednoduššími karbonatačními modely, které rovněž pro odhad hloubky karbonatace zohledňují typ použitého cementu, jsou *Carb6* a *Carb7*. Mezi vstupními veličinami modelu ***Carb6*** jsou čas, pevnost betonu v tlaku, koeficient typu cementu, funkce relativní vlhkosti, koeficient koncentrace CO_2 a parametr modelových nejistot. Model ***Carb7*** pracuje s časem, jednotkovým množstvím vody a cementu, neutralizačním faktorem a parametrem modelových nejistot. Matematické funkce pro hloubku karbonatace jsou definovány zvlášť pro vodní součinitele $w/c < 0,6$ a $w/c > 0,6$.

Komplexním modelem karbonatačního procesu je model ***Carb8***, jenž se zakládá na 9 vstupních veličinách (čas, relativní vlhkost, parametr provedení přenosu a jeho koeficient regrese, doba vytvrzování, funkce efektivní odolnosti betonu proti karbonataci zahrnující schopnost betonu vázat CO_2 , regresní parametr a chyba této funkce, množství CO_2 ve vzduchu, funkce počasí a parametr modelových nejistot).

Carb9 je karbonatační model vhodný pro běžné betony z portlandského cementu pokryté vrstvou vápenocementové malty, jejíž aplikace je uvažována v jakémkoli čase po ukončení ošetřování betonové směsi. Matematická vyjádření pro jednotlivé fáze karbonatačního procesu jsou tedy odlišná (mezi 35 vstupními veličinami jsou např. tloušťka betonové vrstvy a vrstvy malty, betonová krycí vrstva, čas, uplynulý časový úsek od ukončení ošetřování betonové směsi do aplikace vrstvy vápenocementové malty a tomuto času odpovídající karbonatační hloubka betonu, efektivní difuze CO_2 , koncentrace CO_2 v okolí, molární koncentrace $Ca(OH)_2$ a CSH a další).

3.1.2 Pronikání chloridů

K narušení ochranné pasivační vrstvy výztuže dochází v okamžiku, kdy množství pronikajících chloridů u povrchu výztuže překročí kritickou hodnotu. Chloridy mohou do betonu pronikat v mořských pobřežních oblastech nebo v našem prostředí např. z posypových solí v zimních obdobích. Kritické množství chloridů se přednostně uvádí celkovým obsahem chloridů připadajících na hmotnost cementu.

Mezní stav depasivace výztuže způsobený pronikáním chloridů může být vyhodnocován buď pomocí srovnávání kritické koncentrace chloridů C_{cr} s aktuální koncentrací $C(x=a, t)$ v hloubce krycí vrstvy a v čase t (modely *Chlor2* a *Chlor3*), nebo je kritický čas depasivace t_{cr} srovnáván s návrhovou životností konstrukce t_D (model *Chlor1*). V následujících odstavcích budou ve stručnosti představeny jednotlivé modely označené *Chlor1–Chlor6*, které jsou použity v softwaru FReET-D [17].

Pro popis časově závislého procesu pronikání chloridů do betonu existuje několik různých modelů, z nichž mnohé vychází z Fickova druhého zákona difuze. Obecný model ***Chlor1a*** je definován na základě nelineární diferenciální rovnice, jež lze vyčíslit pouze numericky. Po zavedení jistých předpokladů lze tuto rovnici nahradit jednoduchou analytickou aproximací, v níž je pro odhad hloubky chlorace použito čtrnáct vstupních parametrů (čas, koncentrace chloridů na povrchu betonu, nasycená koncentrace chloridů v pevné fázi betonu, koeficient difuze Cl^- , specifická hmotnost cementu a kameniva, jednotkové množství vody, cementu a kameniva a parametr modelových nejistot). Pro určení času depasivace výztuže je nutné znát ještě kritickou koncentraci chloridů a tloušťku betonové krycí vrstvy. Model ***Chlor1b*** využívá pro stanovení hloubky chlorace stejná matematická vyjádření jako model *Chlor1a*, ovšem hodnota nasycené koncentrace chloridů v pevné fázi betonu je místo přímého zadání určena výpočtem. Proto je zapotřebí dalších dvou vstupních veličin, kterými jsou nasycená koncentrace chloridů v cementu a kamenivu.

Zřejmě nejčastěji uváděným modelem pro pronikání chloridů betonem je model ***Chlor2a***. Výstupem matematické funkce závislé na pěti vstupních parametrech (hloubka x , v níž je zjišťována koncentrace chloridů, čas, koncentrace chloridů na povrchu betonu, koeficient difuze chloridů betonem a parametr modelových nejistot) je koncentrace chloridů v dané hloubce x (obvykle tloušťka krycí vrstvy betonu) v čase t . Rozdíl mezi modely *Chlor2a* a *Chlor2b* je pouze ve vyjádření koeficientu difuze. Ten je u ***Chlor2b*** určen na základě výpočtu závislém na koeficientu difuze Cl^- v čase 28 dní a konstantě m . Tyto parametry byly stanoveny pro tři betonové zámeši (beton pouze s portlandským cementem, beton s náhradou 30 % portlandského cementu za popílek a beton s náhradou 70 % portlandského cementu za strusku), ovšem není zcela zřejmé, že jejich matematické zjednodušení je dostatečně přesné.

Matematická funkce pro odhad množství chloridů v dané hloubce x (obvykle tloušťka krycí vrstvy betonu) v čase t je u modelů *Chlor3a* a *Chlor3b* závislá na 10, resp. 11 vstupních veličinách. Mezi důležité parametry patří např. hloubka tzv. zóny proudění, tj. vrstvy u povrchu betonu, která je vystavena častým změnám vlhkosti a následnému odpařování. V této zóně se mohou koncentrace chloridů značně odchýlovat od běžných hodnot, proto modely ***Chlor3*** tyto hodnoty zanedbávají a pracují s tzv. náhradní koncentrací chloridů, která je aplikována až od hloubky větší než hloubka proudění. Při dodržení stanovených předpokladů lze hloubku proudění

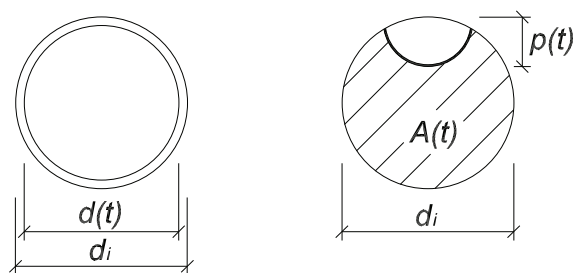
zanedbat. Zatímco model **Chlor3a** vyžaduje zadání náhradní koncentrace přímo, v modelu **Chlor3b** je tato hodnota určena výpočtem. Mezi dalšími parametry jsou např. koeficient přesunu chloridů, funkce stárnutí nebo teplota řešeného konstrukčního prvku či okolního vzduchu. Modely *Chlor3* jsou použitelné pro všechny druhy betonů.

Ke stanovení časově závislé koncentrace chloridů v požadované hloubce lze využít i model **Chlor4**, který však využívá vlastní matematickou funkci pro časově závislý koeficient difuze (blíže viz [17]) a může být použit pouze za předpokladu, že vázání chloridů je časově závislé a lineárně úměrné koncentraci volných chloridů.

3.1.3 Koroze výztuže

Koroze výztuže je elektrochemický děj, během něhož probíhají dvě dílčí reakce – anodová a katodová. Voda v pórech plní funkci elektrolytu, tedy vodivého prostředí. Korozi výztuže dochází ke snižování její efektivní plochy, naopak vznikající korozivní produkty mají dvojnásobně až šestinásobně vyšší objem, což vede k rozvoji tahového napětí v okolním betonu, které způsobuje vznik podélných průběžných trhlin a následně i odlupování betonové krycí vrstvy.

Existují dva typy koroze, jejichž průběh lze i modelovat. Jedná se o korozi rovnoměrnou, při níž dochází k rovnoměrnému úbytku výztuže po jejím celém obvodu, a korozi důlkovou, která způsobuje značný úbytek efektivní plochy výztuže a činí výztužné pruty mnohem křehčí (viz Obr. 3.2). Zatímco k rovnoměrné korozi dochází zpravidla v případech depasivace výztuže vlivem karbonatace betonu, důlková koroze nejčastěji vzniká při působení chloridů a dále při výskytu trhlinek v betonové krycí vrstvě či lokálních poškozeních povrchu výztuže.



Obr. 3.2: Koroze rovnoměrná (vlevo) a důlková (vpravo)

Mezního stavu způsobeného korozi betonářské výztuže může být dosaženo, pokud průměr výztuže $d(t_D)$ snížený vlivem koroze, nebo minimální přijatelná průřezová plocha výztuže A_{\min} , nebo hloubka důlku $p(t_D)$ při důlkové korozi jsou větší

nebo rovny kritickému průměru d_{cr} , resp. průřezové ploše výztuže $A(t_D)$ snížené vlivem koroze, nebo při důlkové korozi kritické hloubce důlku p_{cr} . Jednotlivé modely označené *Corr1–Corr6* využívané výpočetním programem FReET-D [17] pro modelování koroze tzv. měkké oceli zde budou ve stručnosti představeny, modely použité pro modelování degradace řešené mostní konstrukce budou představeny podrobněji v kapitole 3.2.

Pro předpověď rovnoměrné koroze je vhodný model **Corr1**. Pro určení průměru výztuže ve vyšetřovaném čase je zapotřebí šesti vstupních veličin (čas, počáteční průměr výztuže, iniciační čas depasivace, aktuální hustota koroze, parametr typu koroze a parametr modelových nejistot).

Při důlkové korozi lze použít modely *Corr2* a *Corr3*. Pro zjištění hloubky důlku je vhodný model **Corr2**, který kromě počátečního průměru výztuže využívá stejné vstupní parametry jako model *Corr1*. Průběh koroze však není zcela názorný, a proto může zjištěná hloubka důlku posloužit jako jeden ze vstupních parametrů při modelování za pomoci pokročilého modelu **Corr3**. Výstupem je zkorodovaná průřezová plocha výztuže a jako vstupní veličiny zde kromě hloubky důlku vystupují pouze počáteční průměr výztuže a parametr modelových nejistot.

Pro odhad časového úseku od zhotovení konstrukce do popraskání betonové krycí vrstvy vlivem zvýšeného objemu korozivních produktů byl navržen model koroze **Corr4**. Předpokládá rovnoměrnou korozi povrchu výztuže a uvažuje tři stadia do popraskání betonu: (1) fáze volného šíření korozivních produktů (kdy množství korozivních produktů je menší než množství potřebné k vyplnění porézní zóny, tj. tenké vrstvy okolo rozhraní betonu a výztuže, a na okolní beton nepůsobí žádné napětí); (2) počátek působení napětí (kdy množství korozivních produktů dosáhne množství potřebného k vyplnění porézní zóny, na okolní beton je působeno vznikajícím tlakem); (3) třetí fází je fáze praskání, kdy celkové množství korozivních produktů dosáhne kritické hodnoty, jejíž hodnotu lze určit na základě matematické funkce vstupních veličin, a následně dochází k popraskání okolního betonu.

Vylepšeným modelem pro odhad časového úseku, který uplyne do popraskání betonu, je model **Corr6** vycházející z podobných předpokladů jako model *Corr4*, v tomto případě je však beton obklopující výztužné pruty modelován jako tlustostěnný válec o tloušťce stěny rovné nejnížší hodnotě betonové krycí vrstvy, a model **Corr5** umožňující na základě vstupních veličin určit šířku trhliny, která vzniká při popraskání betonu vlivem koroze výztuže, což umožňuje následné posouzení železobetonových konstrukcí postižených korozí z hlediska mezního stavu použitelnosti.

3.2 Degradace řešené mostní konstrukce

3.2.1 Teoretická část

Protože zatím neexistuje žádný analytický model, který by dokázal zahrnout společné působení CO_2 a chloridů, bylo uvažováno, že k degradaci výztuže řešené mostní konstrukce dochází vlivem koroze způsobené pouze karbonatací betonu.

Na základě předpokladu, že při výstavbě řešené mostní konstrukce realizované v roce 1940 byl použit běžný beton z portlandského cementu, se pro odhad průběhu hloubky karbonatace v čase nabízí využití modelů *Carb1* a *Carb2* (popř. i *Carb3*) výpočetního softwaru FReET-D [17]. Jednotlivé modely zde budou blíže představeny.

Model *Carb1a* pro odhad hloubky karbonatace x_c v závislosti na čase je analytickým modelem, který je založen na zachování hmoty CO_2 , $Ca(OH)_2$ a CSH v každém kontrolním objemu betonu. Je využitelný pro obyčejné betony z portlandského cementu a matematické vyjádření hloubky karbonatace lze psát ve tvaru:

$$x_c = \psi 0,35 \rho_c \frac{\left(\frac{w}{c} - 0,3\right)}{\left(1 + \frac{\rho_c w}{1000c}\right)} f(RH) \sqrt{\left(1 + \frac{\rho_c w}{1000c} + \frac{\rho_c a_{1,2,3}}{\rho_a c}\right) C_{CO_2} \frac{24}{44} 10^{-6} t} \quad (3.8)$$

kde x_c je hloubka karbonatace [mm] ve vyšetřovaném čase t [roky], ρ_c , ρ_a jsou specifické hmotnosti cementu a kameniva [kg/m^3], w , c a $a_{1,2,3}$ jsou jednotková množství vody, cementu a kameniva [kg/m^3], RH je relativní vlhkost okolí [%], C_{CO_2} je množství CO_2 v atmosféře [mg/m^3] a ψ je parametr modelových nejistot [-].

Na základě množství jednotlivých složek kameniva a_1 , a_2 , a_3 [kg/m^3] a jejich specifických hmotností ρ_1 , ρ_2 , ρ_3 [kg/m^3] je definováno:

$$a_{1,2,3} = a_1 + a_2 + a_3 \quad (3.9)$$

$$\rho_a = \frac{a_{1,2,3}}{\frac{a_1}{\rho_{a_1}} + \frac{a_2}{\rho_{a_2}} + \frac{a_3}{\rho_{a_3}}} \quad (3.10)$$

Vliv relativní vlhkosti se řídí lineární funkcí dle Papadakise [15] (viz Obr. 3.1 modrá křivka), která však na základě experimentů pro vyšší hodnoty neposkytuje uspokojivé výsledky. Proto je při vyšších hodnotách relativní vlhkosti vhodnější použití karbonatačního modelu *Carb1b*, který se řídí rovněž rovnicemi 3.8, 3.9 a 3.10, ale využívá multilineární funkci relativní vlhkosti dle Matouška [11] (viz Obr. 3.1 zelená křivka). Funkční hodnoty relativní vlhkosti jsou uvedeny také v Tab. 3.1.

Pro běžné betony z portlandského cementu lze využít i zjednodušené karbonatační modely *Carb2a* a *Carb2b*. Ty jsou založeny pouze na šesti vstupních veličinách a matematické vyjádření hloubky karbonatace je vyjádřeno:

Tab. 3.1: Popis funkce relativní vlhkosti dle Matouška

Relativní vlhkost [%]	0	7	50	93	100
$f(RH)$ [-]	0	0	0,425	0,5	0

- pro $w/c \leq 0,6$:

$$x_c \approx \psi 1650 \left(\frac{w}{c} - 0,38 \right) f(RH) \sqrt{C_{CO_2} \frac{24}{44} 10^{-6} t} \quad (3.11)$$

- pro $w/c > 0,6$:

$$x_c \approx \psi 1650 \left(\frac{(w/c) - 0,25}{[1 + 2,6 (w/c)]^{\frac{1}{2}}} \right) f(RH) \sqrt{C_{CO_2} \frac{24}{44} 10^{-6} t} \quad (3.12)$$

kde x_c je hloubka karbonatace [mm] ve vyšetřovaném čase t [roky], w , c jsou jednotková množství vody a cementu [kg/m³], RH je relativní vlhkost okolí [%], C_{CO_2} je množství CO_2 v atmosféře [mg/m³] a ψ je parametr modelových nejistot [-]. Funkce relativní vlhkosti je definována shodně jako v modelech *Carb1*, tedy dle Papadakis [15] pro model *Carb2a* (viz Obr. 3.1 modrá křivka) a dle Matouška [11] pro model *Carb2b* (viz Obr. 3.1 zelená křivka). Jak již bylo zmíněno dříve, pro hodnoty vodních součinitelů w/c mezi 0,5 a 0,65 jsou výsledky založené na rovnicích 3.11, 3.12 v dobré shodě s výsledky dle rovnice 3.8.

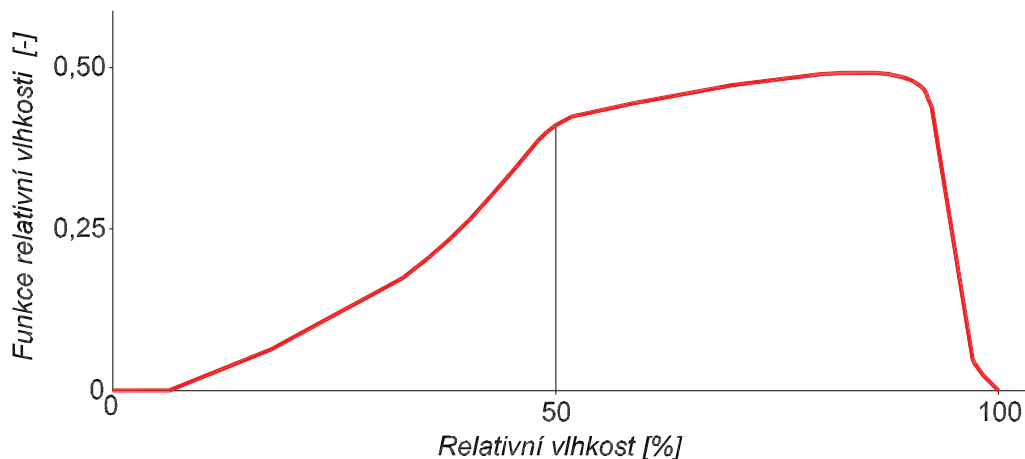
Jako alternativní řešení pro modelování karbonatace betonu lze také využít webovou aplikaci RC LifeTime [16], která využívá tři karbonatační modely. *Model A* odpovídá karbonatačnímu modelu *Carb1* a *model B* karbonatačnímu modelu *Carb2*, tedy pro jednotlivé modely platí rovnice 3.8–3.12. Funkce relativní vlhkosti je však dána nelineární závislostí, která je znázorněna na Obr. 3.3. *Model C* je pak využitelný pro betony ze směsných cementů.

Pro odhad průběhu koroze lze použít model *Corr1*, který předpokládá rovnoměrný úbytek plochy výztuže po celém jejím obvodu. Průměr výztuže ve vyšetřovaném čase je stanovován na základě rovnice:

$$d(t) = \begin{cases} d_i & t \leq t_i \\ \psi |d_i - 0,0116 i_{corr} R_{corr} (t - t_i)| & t_i < t \leq t_i + \frac{d_i}{0,0116 i_{corr} R_{corr}} \\ 0 & t > t_i + \frac{d_i}{0,0116 i_{corr} R_{corr}} \end{cases} \quad (3.13)$$

kde ψ je parametr modelových nejistot [-], d_i počáteční průměr výztuže [mm], parametr R_{corr} [-] vyjadřuje typ koroze a pro rovnoměrnou korozi je $R_{corr} = 2$ a i_{corr} je proudová hustota [$\mu A/cm^2$], jejíž střední hodnota může být pro rovnoměrnou korozi uvažována $1 \mu A/cm^2$ nebo vypočítána na základě vztahu:

$$i_{corr} = 0,3686 \ln(t) + 1,1305 \quad (3.14)$$



Obr. 3.3: Funkce relativní vlhkosti implementovaná v RC LifeTime

Dále za předpokladu, že t_i je čas do počátku koroze a t_p je čas jejího šíření, platí:

$$t = t_i + t_p \quad (3.15)$$

3.2.2 Praktická část

Na základě výše uvedených omezení pro použití jednotlivých matematických funkcí procesu karbonatace bylo pro stanovení hloubky karbonatace x_c v průběhu návrhové životnosti konstrukce $t_D = 100$ let využito podrobnějšího modelu **Carb1b**. Stochastické vlastnosti vstupních veličin, tedy teoretická rozdělení pravděpodobnosti, střední hodnoty a variační koeficienty, byly definovány dle doporučení uvedených v [16] a [19]. Definice vstupních veličin jsou popsány v Tab. 3.2.

Parametrickou studií byl po dobu 100 let zjišťován průběh karbonatace pro jednotlivé části řešené mostní konstrukce, tzn. pro oblouky, trámy, táhla a desku. Pro tloušťky betonových krycích vrstev jednotlivých částí, které byly zjišťovány při diagnostickém průzkumu, byl stanoven iniciační čas depasivace výztuže t_i , na základě jehož vyhodnocení byla dále modelována případná koroze výztuže.

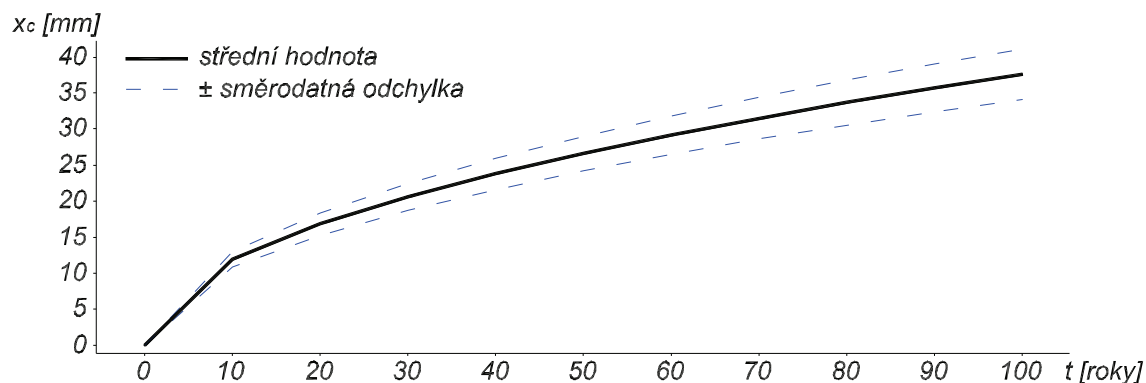
Generování náhodných veličin bylo provedeno metodou Latin Hypercube Sampling [13] pro 1000 simulací.

Bylo zjištěno, že v průběhu návrhové životnosti konstrukce, tj. 100 let, prostoupí karbonatační fronta x_c maximálně do hloubky 37,657 mm ($COV = 0,09$), což znamená, že následná koroze výztuže bude probíhat pouze u těch částí konstrukce, kde betonová krycí vrstva dosahuje tloušťky rovny nebo nižší než je tato hodnota. Ke korozi tedy nebude docházet u oblouků ($a = 60$ mm), naopak u trámů, táhel ($a = 30$ mm) a spodní výztuže desky ($a = 10$ mm) je nutné korozi výztuže a její následný úbytek zohlednit. Průběh karbonatace je ukázán na Obr. 3.4, iniciační časy

Tab. 3.2: Definice vstupních veličin pro modelování karbonatace

<i>Označení veličiny</i> [jednotka]	<i>Rozdělení</i> <i>pravděpodobnosti</i>	<i>Střední</i> <i>hodnota</i>	<i>Variační</i> <i>koefficient</i>
a [mm]	Lognormální (2 par.)	60; 30; 10	0,25
t [roky]	Deterministicky	0–100	
C_{CO_2} [mg/m ³]	Normální	800	0,12
RH [%]	Normální	70	0,071429
c [kg/m ³]	Normální	300	0,03
w [kg/m ³]	Normální	190	0,03
a_1 [kg/m ³]	Normální	847	0,03
a_2 [kg/m ³]	Normální	386	0,03
a_3 [kg/m ³]	Normální	625	0,03
ρ_c [kg/m ³]	Normální	3100	0,02
$\rho_{a,1}$ [kg/m ³]	Normální	2590	0,02
$\rho_{a,2}$ [kg/m ³]	Normální	2540	0,02
$\rho_{a,3}$ [kg/m ³]	Normální	2660	0,02
Ψ [-]	Deterministicky	1	

depasivace výztuže t_i pro jednotlivé části konstrukce jsou zřejmé z Tab. 3.3.



Obr. 3.4: Parametrická studie průběhu karbonatace v softwaru FReET-D

Orientační hodnocení schopnosti betonu chránit výztuž proti korozi bylo i součástí diagnostiky řešeného mostu [10]. Na 14 válcových vývrtech byl proveden fenoltaleinový test, na jehož základě byly zjištěny hloubky, ve kterých již beton díky nižšímu pH dostatečně nechrání výztuž proti korozi. Karbonatační hloubka dosahuje u mostovkové desky místy 20–40 mm, u krajních trámů je to v průměru 25–30 mm a u oblouků pak 15–40 mm. Povrchy betonových částí konstrukce jsou tedy ztrátou

Tab. 3.3: Vyhodnocení iniciačního času depasivace výztuže

<i>Část konstrukce</i>	<i>Tloušťka betonové krycí vrstvy a [mm]</i>	<i>Střední hodnota t_i [roky]</i>	<i>Variační koeficient</i>
Trámy	30	63,468	0,02
Táhla	30	63,468	0,02
Deska	10	7,053	0,05

pasivačních vlastností poškozeny velice nepravidelně, ovšem hloubka karbonatace zhruba odpovídá hloubce $x_c = 31,73$ mm zjištěné v čase 71 let při modelování karbonatačního procesu pomocí softwaru FReET-D [19].

Ztrátou pasivačních vlastností betonu dochází k odhalování výztuže a zejména u táhel také k opadávání krycích vrstev betonu. U desky je obnažení výztuže způsobeno navíc vytvořením nedostatečné tloušťky krycí vrstvy, která dosahuje pouze 10 mm. Obnažená korodující výztuž desky a táhel je ukázána na Obr. 3.5 a Obr. 3.6.



Obr. 3.5: Obnažená hlavní výztuž desky

Střední hodnoty iniciačních časů byly dále brány jako jeden ze vstupních parametrů při modelování koroze výztuže (pro tyto potřeby byly modelovány deterministicky vždy střední hodnotou), k němuž bylo z důvodu předpokládané rovnoměrné koroze využito modelu **Corr1**. Definice vstupních veličin jsou v Tab. 3.4.

Vstupní parametry d_i a t_i , tzn. počáteční průměr výztuže a iniciační čas, byly pro řešené části mostu odlišné. Počáteční průměry výztuže byly do výpočtu zadány na



Obr. 3.6: Pohled na vnitřní stranu táhla

Tab. 3.4: Definice vstupních veličin pro modelování koroze výztuže

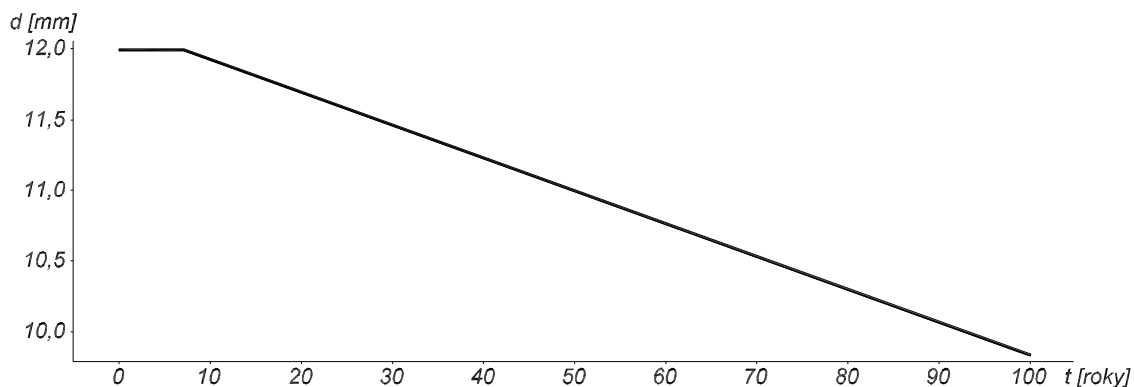
<i>Označení veličiny</i> [jednotka]	<i>Rozdělení</i> <i>pravděpodobnosti</i>	<i>Střední</i> <i>hodnota</i>
d_i [mm]	Deterministicky	40; 35; 12
t_i [roky]	Deterministicky	63,468; 7,053
t [roky]	Deterministicky	1–100
i_{corr} [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	Deterministicky	1
R_{corr} [-]	Deterministicky	2
Ψ [-]	Deterministicky	1

základě diagnosticky zjištěných profilů výztužných tyčí, tedy pro trám $d_i = 40$ mm, pro táhla $d_i = 35$ mm a u mostovkové desky $d_i = 12$ mm.

Na Obr. 3.7 je na ukázkou snižující se průměr dolní výztuže desky v průběhu času z původních 12 mm na 9,844 mm na konci návrhové životnosti konstrukce.

Následující Tab. 3.5 předkládá průběh koroze pro jednotlivé části konstrukce v časech, pro které byla dále prováděna analýza spolehlivosti zatížitelnosti řešeného mostního objektu. Kromě vyšetřovaného času t tabulka obsahuje aktuální průměr výztuže d v daném časovém okamžiku a procento výztuže A_s/A_{si} , které po korozi dále vzdoruje zatížení. Označení A_s odpovídá aktuální průřezové ploše výztuže ve vyšetřovaném čase t a A_{si} pak počáteční ploše výztuže. Konstrukce byla podrobena analýze spolehlivosti v těchto časech:

- 7 let – počátek koroze výztuže při spodním okraji desky;



Obr. 3.7: Parametrická studie průběhu koroze výztuže v softwaru FReET-D

- 71 let – současný stav konstrukce, zohledněna koroze výztuže příslušných částí konstrukce;
- 100 let – návrhová životnost konstrukce, předpověď stavu konstrukce na konci stanovené doby jejího technického života.

Tab. 3.5: Průběh koroze

	<i>Vyšetřovaný čas</i>	<i>Průměr výztuže [mm]</i>	<i>As/A_{si} [%]</i>
<i>Trámy</i>	0 let	40,000	100,00
	7 let	40,000	100,00
	71 let	39,821	99,127
	100 let	39,148	95,805
<i>Táhla</i>	0 let	35,000	100,00
	7 let	35,000	100,00
	71 let	34,821	99,003
	100 let	34,148	95,213
<i>Deska</i>	0 let	12,000	100,00
	7 let	12,000	100,00
	71 let	10,516	76,796
	100 let	9,843	67,289

Kromě průběhu karbonatce v čase byla sledována i citlivost jednotlivých vstupních veličin na hloubku karbonatce x_c pro stanovené iniciační časy depasivace výztuže t_i . Hodnoty korelačních koeficientů jsou předloženy v Tab. 3.6.

Tab. 3.6: Vyhodnocení citlivosti pro hloubku karbonatace

<i>Označení veličiny</i>	<i>COV</i>	
[jednotka]	$t_i = 7,053 \text{ let}$	$t_i = 63,468 \text{ let}$
a [mm]	-0,021	-0,007
C_{CO_2} [mg/m ³]	0,646	0,617
RH [%]	0,205	0,196
c [kg/m ³]	-0,520	-0,548
w [kg/m ³]	0,412	0,406
a_1 [kg/m ³]	0,040	0,037
a_2 [kg/m ³]	0,033	0,012
a_3 [kg/m ³]	0,044	0,031
ρ_c [kg/m ³]	0,161	0,192
$\rho_{a,1}$ [kg/m ³]	-0,005	-0,049
$\rho_{a,2}$ [kg/m ³]	-0,004	-0,012
$\rho_{a,3}$ [kg/m ³]	-0,009	-0,020

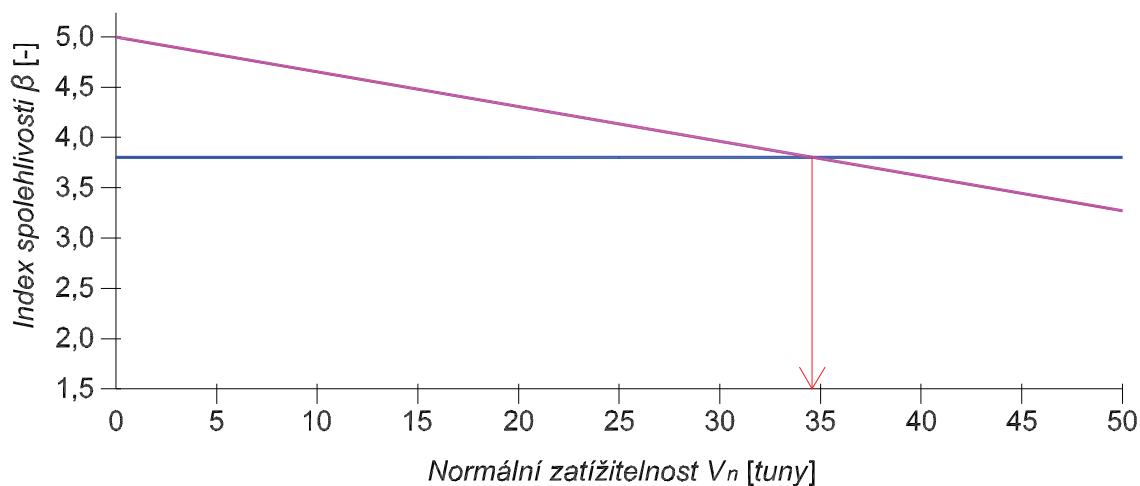
Nejvýraznější vliv na hloubku karbonatace x_c byl zaznamenán u množství CO_2 v ovzduší a dále u množství vody w a cementu c v betonové směsi. Naopak minimální dopad na hloubku karbonatace mají parametry jednotlivých složek kameniva.

Pro modelování procesu karbonatace bylo využito doporučených hodnot vstupních veličin, které se však od reálných hodnot mohou lišit. S ohledem na umístění konstrukce v blízkosti městského prostředí lze očekávat vyšší hodnotu množství CO_2 , stejně tak není zcela přesně známo množství cementu a vody z důvodu neznalosti přesného složení betonové směsi v době realizace konstrukce. Protože vliv těchto veličin na rychlost karbonatace je zcela zásadní, pro realističtější modelování průběhu degradace vlivem karbonatace betonu je tedy nutné znát co nejpřesněji tyto parametry.

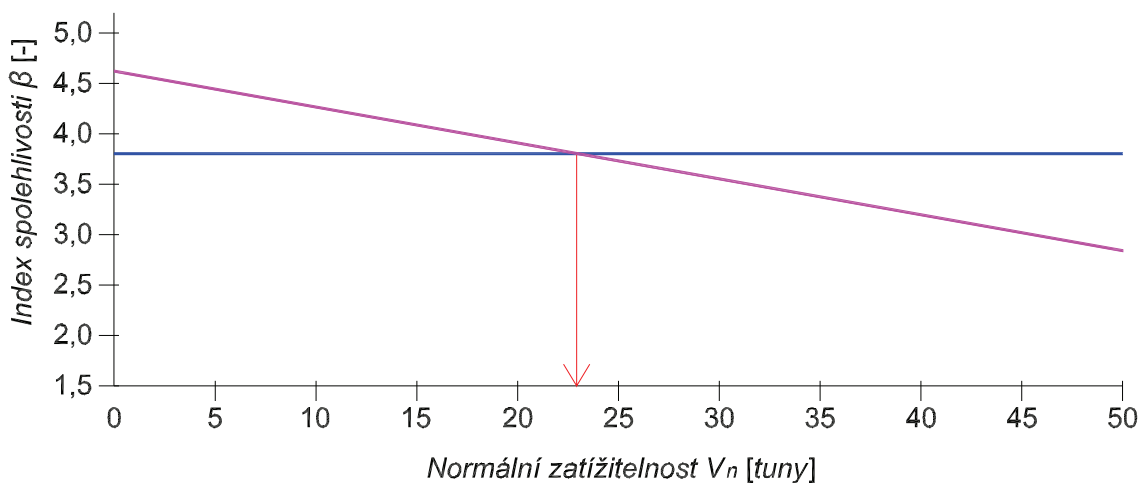
S ohledem na ubývající plochu výztuže u jednotlivých částí nosné konstrukce bylo dále provedeno určení hodnot normální zatížitelnosti na základě stanovených podmínek spolehlivosti. Definice vstupních veličin i hodnoty korelačních koeficientů mezi jednotlivými veličinami byly popsány již v kapitole 2.2 (viz Tab. 2.1 a Tab. 2.2). Hodnoty se odlišovaly pouze v případě průřezové plochy korodované výztuže.

Hodnoty normální zatížitelnosti byly stanoveny opět s ohledem na dodržení směrné hodnoty indexu spolehlivosti dle EC0. Na Obr. 3.8–Obr. 3.10 jsou ukázány grafy závislosti indexu spolehlivosti β na hodnotách normální zatížitelnosti V_n pro jednotlivé vyšetřované časy návrhové životnosti konstrukce.

Stanovené hodnoty normální zatížitelnosti včetně odpovídajících hodnot indexů spolehlivosti β jsou pak shrnuty v Tab. 3.7. Nutno připomenout, že podmínka spo-



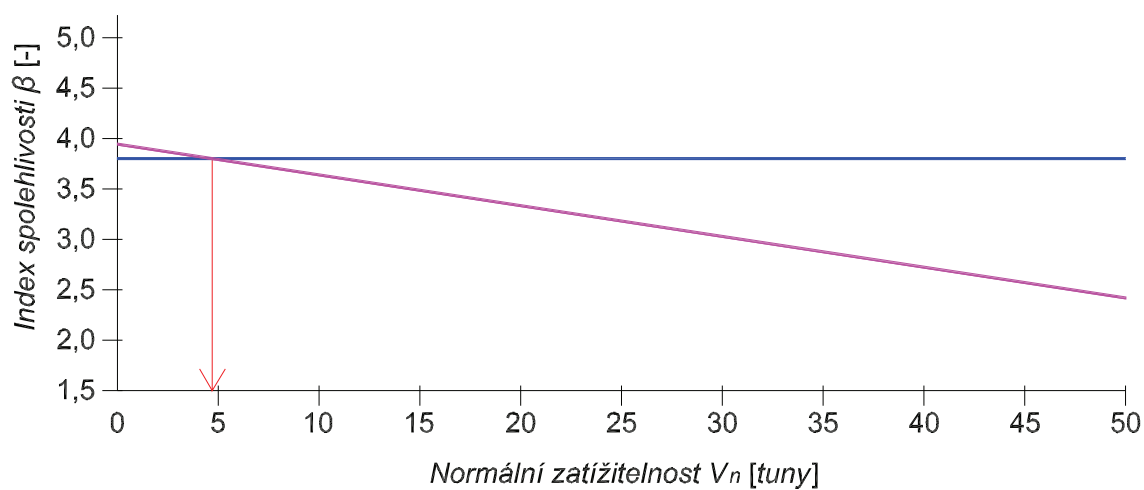
Obr. 3.8: Normální zatížitelnost v čase 0 a 7 let



Obr. 3.9: Normální zatížitelnost v čase 71 let

lehlivosti byla dána dodržením směrné hodnoty indexu spolehlivosti β pro mezní stav únosnosti a návrhovou životnost konstrukce dle EC0 $\beta_{EC0} = 3,8$.

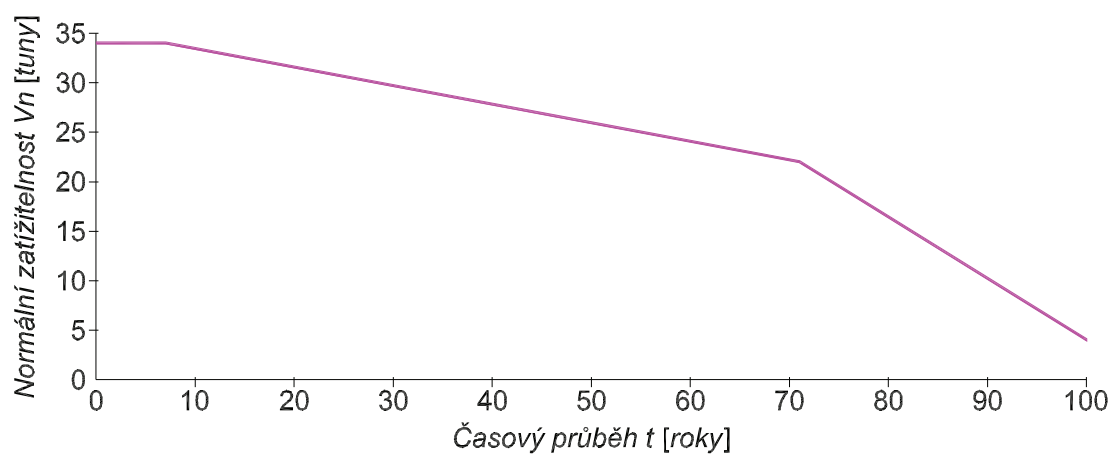
Je zcela zřejmé, že při dodržení požadované úrovně spolehlivosti se hodnoty normální zatížitelnosti logicky snižují, jak je patrné i z Obr. 3.11, na němž je zobrazen pokles normální zatížitelnosti v průběhu času. Průběh zatížitelnosti závisí nejen na lineárně se snižujícím průměru modelovaných výztužných prutů vlivem koroze, ale i na vývoji karbonatace, který ovšem lineární chování nevykazuje. Proto lineární pokles zatížitelnosti mezi jednotlivými řešenými body není zcela korektní a pro vývoj zatížitelnosti by bylo potřeba provést její vyhodnocení ve větším množství časových okamžiků, aby bylo možné jednotlivými body proložit odpovídající křivku, která by vyjadřovala reálný pokles zatížitelnosti v čase. Jak je vidět na Obr. 3.11, pokles zatížitelnosti je prudší, pokud se vyšetřovaný časový okamžik blíží návrhové životnosti konstrukce t_D , která je v případě mostních konstrukcí obvykle 100 let.



Obr. 3.10: Normální zatížitelnost v čase 100 let

Tab. 3.7: Stanovené hodnoty normální zatížitelnosti

<i>Hodnota zatížitelnosti</i>	
<i>Čas t</i>	<i>(odpovídající index spolehlivosti)</i>
0 let	$V_n = 34 \text{ tun } (\beta = 3,821)$
7 let	$V_n = 34 \text{ tun } (\beta = 3,821)$
71 let	$V_n = 22 \text{ tun } (\beta = 3,835)$
100 let	$V_n = 4 \text{ tuny } (\beta = 3,822)$



Obr. 3.11: Pokles normální zatížitelnosti v čase vlivem koroze výztuže

ZÁVĚR

Předmětem této diplomové práce byla zejména problematika posouzení zatížitelnosti železobetonových silničních mostů s ohledem na současně platné normativní předpisy a náhodnost parametrů vstupujících do výpočtu. S postupující degradací použitých materiálů roste rovněž význam posouzení spolehlivosti konstrukce, a proto byla součástí práce i analýza spolehlivosti konstrukce v závislosti na jejím skutečném stavu.

Řešenou konstrukcí, na níž byla provedena nelineární analýza zatížitelnosti, byl most přes odlehčovací rameno řeky Moravy (Novou Moravu) před městem Veselí nad Moravou realizovaný v roce 1940. Model nosné konstrukce byl sestaven s využitím informací ze základního diagnostického průzkumu řešeného mostu v softwaru ATENA 2D, který umožňuje zohlednit jak geometrickou, tak materiálovou nelinearitu. Pro definici náhodných parametrů vstupních veličin bylo využito výpočtového programu FReET pro stochastickou a citlivostní analýzu, jehož integrace se softwarem ATENA byla zajištěna pomocí softwaru SARA Studio.

Protože na mostě byla provedena podrobnější diagnostika, bylo při výpočtu zatížitelnosti přistoupeno k podrobnému statickému výpočtu. Metodou Latin Hypercube Sampling bylo vygenerováno z důvodu časové náročnosti nelineární analýzy pouze 32 simulací a byly stanoveny odezvy konstrukce na zatížení odpovídající dle současně platné normy jednotlivým zatížitelnostem. Na základě dodržení směrné hodnoty indexu spolehlivosti pro mezní stav únosnosti a návrhovou životnost konstrukce dle EC0 byly stanoveny hodnoty jednotlivých zatížitelností, které byly dále srovnány s hodnotami deterministickými, uvedenými v mostním listu řešené konstrukce.

Bylo zjištěno, že na základě stochastického výpočtu dosahují jednotlivé zatížitelnosti vyšších hodnot, což může být způsobeno zahrnutím nelineárního chování. Pokud by tento fakt nebyl zohledněn, lze říci, že současné normativní předpisy, které jsou místo plně pravděpodobnostního pojetí založeny na dílčích součinitelích spolehlivosti, poskytují při posouzení spolehlivosti konstrukce dostatečné rezervy.

Součástí stochastického stanovení hodnot jednotlivých zatížitelností byla i citlivostní analýza. Pomocí získaných hodnot korelačních koeficientů bylo vyhodnoceno, jakým způsobem ovlivňují vstupní veličiny celkovou odezvu konstrukce. Bylo zjištěno, že nejvýraznější vliv mají právě ty parametry, na jejichž základě dochází při působení daného zatížení nejčastěji k porušování nosné konstrukce.

Konstrukce obecně jsou navrhovány na určitou životnost, tj. dobu, po kterou budou stále plnit svůj účel. Během životnosti konstrukce musí být jejím posouzením, prováděnými kontrolami a dostatečnou údržbou zaručeno její správné chování a přiměřená míra spolehlivosti. V průběhu času však vlivem degradace konstrukce

ztrácí požadované vlastnosti, čímž se snižuje i její trvanlivost a spolehlivost. Degradace a ztráta trvanlivosti konstrukce navíc hrají významnou roli pro plánování případných rekonstrukcí či demolice. Pravděpodobně nejčastějším typem degradace železobetonových konstrukcí je koroze výztuže, k jejímuž modelování bylo přistoupeno i v rámci této práce.

U řešeného mostu byla uvažována koroze výztuže způsobená karbonatací betonu. K modelování průběhu karbonatace a zjištění aktuálních průřezových ploch korodující výztuže bylo využito výpočetního softwaru FReET-D, který kromě modelování degradace betonových konstrukcí na základě náhodných veličin umožňuje i statistickou a citlivostní analýzu, posouzení životnosti konstrukcí a jejich spolehlivosti.

Karbonatační hloubka v průběhu návrhové životnosti konstrukce byla stanovena na základě doporučených statistických parametrů vstupních veličin a s ohledem na diagnostikou zjištěné tloušťky betonových krycích vrstev jednotlivých částí nosné konstrukce byla dále zohledněna případná koroze výztuže. Dále byla provedena studie vlivu úbytku průřezové plochy výztuže na hodnoty normální zatížitelnosti při zachování požadované úrovně spolehlivosti.

Normální zatížitelnost byla vyšetřována pro okamžik počátku koroze (7 let), dále pro současný stav konstrukce (71 let) a na konci její návrhové životnosti (100 let). V závislosti na snižující se ploše výztuže byl zjištěn i pokles normální zatížitelnosti, jejíž hodnoty rapidně klesají zejména v časových okamžicích blížících se návrhové životnosti.

Pro modelovaný proces karbonatace byla provedena i citlivostní analýza, z níž vyplynulo, že na hloubku karbonatace mají nejvýraznější vliv množství CO_2 v ovzduší a dále pak množství vody a cementu v betonové směsi. Z důvodu využití doporučených hodnot těchto parametrů nemusí být hodnoty zjištěných iniciačních časů depasivace výztuže a hloubky karbonatace zcela přesné. S ohledem na umístění konstrukce v blízkosti městského prostředí může být např. hodnota množství CO_2 v ovzduší vyšší. V takovém případě by rychlejší postup karbonatace způsobil dřívější počátek koroze výztuže, a tedy i další negativní dopad na zatížitelnost, resp. spolehlivost konstrukce. Stejně tak množství jednotlivých složek betonové směsi použité v době realizace konstrukce není přesně známo, a při stanovení hloubky karbonatace či iniciačního času tak může docházet k drobným odchylkám.

Důležitým faktorem pro co nejrealističtější modelování degradace železobetonových konstrukcí je tedy dokonalá znalost hodnot vstupních parametrů. Z tohoto důvodu je možné konstatovat, že u stávajících konstrukcí lze průběh degradace považovat pouze za orientační, ovšem u nově navrhovaných konstrukcí, příp. při rekonstrukcích, může hrát účelné stanovení materiálových parametrů významnou roli zejména z ekonomického hlediska.

LITERATURA

- [1] Chromá, M.; Rovnaník, P.; Matesová, D.; aj.: Modelování životnosti železobetonových konstrukcí: Depasivace výztuže. In *Pravděpodobnost porušování konstrukcí*, 2006, s. 205–212.
- [2] Červenka, J.; Papanikolaou, V. K.: Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete. *International Journal of Plasticity*, 2008, doi:10.1016/j.ijplas.2008.01.004.
- [3] Červenka, V.; Červenka, J.: *ATENA Program Documentation, Part 2-1: User's Manual for ATENA 2D*. Červenka Consulting, Prague, Czech republic, March 2010, <http://www.cervenka.cz>.
- [4] Červenka, V.; Jendele, L.; Červenka, J.: *ATENA Program Documentation, Part 1: Theory*. Červenka Consulting, Prague, Czech republic, March 2010, <http://www.cervenka.cz>.
- [5] Červenka Consulting, Prague, Czech republic: *SARA User's Manual*. February 2003, <http://www.cervenka.cz>.
- [6] Hordijk, D. A.: *Local Approach to Fatigue of Concrete*. Dizertační práce, Delft University of Technology, The Netherlands, 1991.
- [7] Hrdoušek, V.; Kukaň, V.: *Betonové mosty, Zatížitelnost: Doplnkové skriptum*. Vydavatelství ČVUT, 1992, ISBN 80-01-01961-6.
- [8] Joint Committee on Structural Safety: *Probabilistic Model Code, Part 3: Material Properties*, 2000, <http://www.jcss.byg.dtu.dk>.
- [9] Keršner, Z.; Lehký, D.; Novák, D.; aj.: Fracture energy tests: specimens I (C30/37 H), II (C25/30 B3), III (C25/30 XC1 GK16), IV (C20/25 XC1 GK16). Technická Zpráva 20110727, VUT v Brně. Fakulta stavební. Ústav stavební mechaniky a Ústav zkušebnictví, Brno, Česká republika, 2011.
- [10] Kryštof, J.; Kocáb, M.; Hudeček, M.; aj.: Základní diagnostický průzkum: most Nová Morava. Technická zpráva, Mostní vývoj, Brno, Česká republika, červenec 2009.
- [11] Matoušek, M.: Carbonation of cellular concrete under the conditions in exposed structures. In *RILEM International Symposium*, editace W. Springs, part 6.4, 1976, s. 1–4.

- [12] Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví: ČSN 73 6222 „Zatížitelnost mostů pozemních komunikací“. Praha, Česká republika, 2009, <http://www.normy.biz/>.
- [13] Novák, D.; Teplý, B.; Keršner, Z.; aj.: *FReET Program Documentation, Part 1: Theory*. Brno, Czech republic, October 2002, <http://www.freet.cz/>.
- [14] Novák, D.; Vořechovský, M.; Rusina, R.; aj.: *FReET Program Documentation, Part 2: FReET M/A User Manual*. Červenka Consulting, Prague, Czech republic, June 2005, <http://www.freet.cz/>.
- [15] Papadakis, V. G.; Fardis, M. N.; Vayenas, C. G.: Effect of composition, environmental factors and cement-lime mortar coating on concrete carbonation. *Materials and Structures*, č. 25, 1992: s. 293–304.
- [16] Rovnaník, P.; Teplý, B.; Rovnaníková, P.; aj.: RC LifeTime, <http://freet.cz/rc-lifetime/index.php>.
- [17] Teplý, B.; Chromá, M.; Vořechovská, D.; aj.: *FReET-D Deterioration Module Program Documentation, Part 1: Theory*. Červenka Consulting, Prague, Czech republic, June 2006, <http://www.freet.cz/>.
- [18] Teplý, B.; Novák, D.: *Spolehlivost stavebních konstrukcí: Teorie, numerické metody, navrhování, software*. Brno, Česká republika: Akademické nakladatelství CERM, druhé opravené vydání, únor 2004, ISBN 80-214-2577-6.
- [19] Veselý, V.; Teplý, B.; Chromá, M.; aj.: *FReET Deterioration Module Program Documentation, Part 2: FReET Deterioration Module User Manual*. Červenka Consulting, Prague, Czech republic, June 2006, <http://www.freet.cz/>.

SEZNAM SYMBOLŮ, VELIČIN A ZKRATEK

a	betonová krycí vrstva
a_g	velikost zrna kameniva
a_i	jednotkové množství složek kameniva, $i=1,2,3$
$a_{1,2,3}$	jednotkové množství kameniva
b	relaxační faktor
\underline{b}	vektor pravých stran
c_{ts}	faktor tahového zpevnění
d	průměr výztuže
d_{cr}	kritický průměr výztuže
d_i	počáteční průměr výztuže
e	parametr pro popis zaoblení povrchu
$f(\underline{p})$	vektor vnitřních sil
$f_E(e)$	funkce hustoty pravděpodobnosti účinku zatížení
$f_R(r)$	funkce hustoty pravděpodobnosti odolnosti
f'_c	pevnost betonu v tlaku
f'_t	tahová pevnost
f_y	mez kluzu oceli
$g(\mathbf{X})$	funkce náhodných veličin
i_{corr}	proudová hustota
j	náhodná permutace celého čísla
\underline{p}	vektor deformace vlivem zatížení
p	hloubka důlku
p_{cr}	kritická hloubka důlku
p_f	teoretická pravděpodobnost poruchy

p_0	návrhová hodnota pravděpodobnosti poruchy
p_s	spolehlivost
\underline{q}	vektor celkového zatížení
s_F	koeficient smyku
\check{s}	šířka prvku
t	čas
t_D	návrhová životnost
t_i	iniciační čas
t_p	propagační čas
t_S	životnost
v	výška prvku
v_n	rovnoměrné zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti
w	otevření trhliny
w	jednotkové množství vody
\underline{x}	vektor neznámých veličin
$x_{i,j}$	j -tý vzorek i -té veličiny X_i
x_c	hloubka karbonatace
y	odchylka uložení výztuže do bednění ve svislém směru
A	globální matice tuhosti
A	průřezová plocha výztuže snížená vlivem koroze
A_{\min}	minimální přijatelná průřezová plocha výztuže
A_s	průřezová plocha výztuže
C	aktuální koncentrace chloridů
C_{cr}	kritická koncentrace chloridů

C_{CO_2}	množství CO_2 v ovzduší
COR	korelační koeficient
E	účinek zatížení
E	Youngův modul
E'^{cr}	tuhost v lokální materiálové rovině
E_N	návrhová deterministická hodnota účinku zatížení
F_c	pevnost betonu v tlaku
F_t	pevnost betonu v tahu
G_f	hodnota specifické lomové energie
$G(\sigma)$	plastická potenciální funkce
K	kombinovaný statický výpočet zatížitelnosti
$\mathbf{K}(\underline{p})$	matice tuhosti konstrukce
L	rozměr konečného prvku
L_t	charakteristická délka
N	počet simulací
P	pravděpodobnost
P_D	normová hodnota pravděpodobnosti
P_f	pravděpodobnost poruchy
R	odolnost
R_N	návrhová deterministická hodnota odolnosti
R_{corr}	parametr typu koroze
RH	relativní vlhkost prostředí
S	degradace
S_{lim}	limitní hodnota degradace pro mezní stav použitelnosti
V	podrobný statický výpočet zatížitelnosti

V_a	zatížitelnost na dvounápravu (příp. na náhradní jednoduchou nápravu) v tunách
V_{aj}	zatížitelnost na jednu (jednoduchou) nápravu v tunách
V_e	výjimečná zatížitelnost v tunách
V_n	normální zatížitelnost v tunách
V_r	výhradní zatížitelnost v tunách
\mathbf{X}	vektor náhodných veličin
X_i	náhodná veličina
Z	výpočet zatížitelnosti způsoby podle zvláštních předpisů
Z	rezerva spolehlivost, funkce poruchy
α^f	parametr charakterizující vlastnosti mapování lomového modelu betonu
α^p	parametr charakterizující vlastnosti mapování plastického modelu betonu
β	index spolehlivosti
β_{EC0}	směrná hodnota indexu spolehlivosti dle EC0
δ	dynamický součinitel
ε	poměrné přetvoření
ε^e	elastická část poměrného přetvoření
ε^f	lomová část poměrného přetvoření
ε^p	plastická část poměrného přetvoření
ε'^f	aktuální lomové poměrné přetvoření
$\widehat{\varepsilon}'^f$	celková hodnota lomového poměrného přetvoření
λ	lomový násobitel
μ_E	střední hodnota účinku zatížení
μ_R	střední hodnota odolnosti

μ_Z	střední hodnota rezervy spolehlivosti
ρ_a	specifická hmotnost kameniva
ρ_c	specifická hmotnost cementu
ρ_i	specifická hmotnost složek kameniva, $i=1,2,3$
σ_Z	směrodatná odchylka rezervy spolehlivosti
σ^{n-1}	předchozí stav napjatosti
σ^n	nový stav napjatosti
σ^p	plastický korektor
σ^t	prediktor stavu napjatosti
σ'^t	napětí v tahu
ψ	parametr modelových nejistot

Δ	přírůstek
Φ_N	distribuční funkce normálního rozdělení
$\Phi(X_i)$	distribuční funkce náhodné veličiny
Φ^{-1}	inverzní distribuční funkce